

GRADO EN INGENIERÍA AMBIENTAL
TRABAJO FIN DE GRADO

***DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES
MEDIANTE HUMEDALES ARTIFICIALES
EN POBLACIONES PEQUEÑAS***

Alumno: Moral, Mata, Asier

Director: Requies, Martínez, Jesús María

Curso: 2018-2019

Fecha: En Bilbao, 12 de julio de 2019

Resumen

Se han analizado diferentes alternativas de tratamiento de aguas que pueden implantarse en una población con 1.200 h.e. y 451,44 m³/día de ARUs, determinando que el sistema que mejor se adapta son los humedales artificiales de flujo superficial mediante el sistema de filtros de macrófitas en flotación. La superficie ocupada por el humedal será de unos 3.700 m² y la eliminación de los contaminantes hará que el vertido final cumpla con la legislación. La depuración de las aguas se llevará a cabo mediante un pretratamiento formado por un desarenador estático y un desbaste de gruesos y finos, un tratamiento primario que consiste en un tanque Imhoff y un tratamiento secundario formado por el humedal artificial.

Laburpena

Uraren tratamendu alternatiba ezberdinak aztertu dira 1.200 b.b. eta 451,44 m³/eguneko hiri batean aplikatzeko. Horretarako hoberen egokitzen den sistema flotazioan dauden makrofitak osatzen duten iragazkia hezegune artifizialak dira. Hezeguneak 3.700 m² inguru hartuko ditu dira eta kutsatzaileen ezabapenak lortuko du ur isuriaren legeak betetzen. Uraren arazketa aurreko tratamendu baten bidez egingo da hareak kentzeko ekipo estatiko batekin eta arbastu lodia eta fina egingo da, hori ondoen lehen mailako tratamendua Imhoff tanga batean burutuko da eta azkenik, bigarren mailako tratamendua hezegune artifizialean egingo da.

Abstract

It has been analysed different types of alternatives that could be introduced in a small village with 1,200 e.i. and 451.44 m³/day of wastewater. It has been decided the system which best fits is the artificial wetland with floating macrophytes. Wetland will occupy around 3,700 m², by this, the removal of pollutant elements will be enough to achieve with legal limits for the discharge water. The purification of the wastewater is made by a pretreatment with a static desander and a rough dresses of thickness and fines, a primary treatment formed by an Imhoff tank and the wastewater wetland compose the secondary treatment.

ÍNDICE

MEMORIA	1
1. Introducción.....	1
2. Contexto	2
3. Objetivos y alcance del trabajo	7
4. Beneficios del proyecto	7
5. Análisis de alternativas.....	8
5.1. Tratamientos intensivos.....	8
5.1.1. Aireación prolongada.....	8
5.1.2. Lechos bacterianos	9
5.1.3. Contactores biológicos rotativos (CBR)	10
5.2. Tratamientos extensivos.....	11
5.2.1. Zanjias filtrantes	11
5.2.2. Filtros verdes	12
5.2.3. Humedales artificiales.....	13
5.2.4. Lagunajes.....	14
5.2.5. Filtros intermitentes de arena	16
6. Selección y descripción de la solución. Diseño del tratamiento.....	19
METODOLOGÍA SEGUIDA EN EL DESARROLLO DEL TRABAJO.....	24
7. Descripción de tareas.....	24
7.1. Estudio del contexto	24
7.2. Búsqueda bibliográfica de tecnologías	24
7.3. Estudio y comparativa de las tecnologías.....	24
7.4. Elección de la alternativa	24
7.5. Búsqueda adicional de información	24
7.6. Cálculo y diseño de la depuradora	24
7.7. Análisis económico	25

7.8. Análisis ambiental	25
8. Diagrama de Gantt	25
9. Diseño y dimensionamiento de la depuradora	27
9.1. Cálculo de caudales y cargas de las ARUs a tratar	28
9.2. Obra de llegada	29
9.3. Pretratamiento	30
9.3.1. Desarenador	31
9.3.2. Desbaste	31
9.4. Tratamiento primario: tanque Imhoff	32
9.4.1. Generación de biogás	37
9.4.2. Producción de fangos	38
9.5. Tratamiento secundario: humedal artificial de flujo superficial con filtro de macrófitas en flotación (FMF)	38
9.5.1. Eliminación DQO	43
9.5.2. Eliminación de sólidos en suspensión	43
9.5.3. Eliminación nitrógeno	44
9.5.4. Eliminación de fósforo	44
10. Descripción de los resultados	45
11. Plan de proyecto y planificación	46
ASPECTOS ECONÓMICOS	48
IMPACTO AMBIENTAL	52
CONCLUSIONES	55
BIBLIOGRAFÍA	56
ANEXO I: Diseño y cálculos del dimensionamiento	57
ANEXO II: Pliego de condiciones. Normativa aplicable.	64
ANEXO III: Planos de los equipos que conforman la planta	66

Lista de tablas

Tabla 1. Parámetros de las aguas residuales brutas	5
Tabla 2. Parámetros de los tratamientos según el tamaño de la población.	6
Tabla 3. Comparativa entre diferentes sistemas aplicables para depurar las ARUs de pequeñas poblaciones.	17
Tabla 4. Valoración de las alternativas según criterios	20
Tabla 5. Diagrama de Gantt del estudio del proyecto.....	26
Tabla 6. Rendimientos de eliminación medios de tanques Imhoff	35
Tabla 7. Rendimientos medios de los humedales artificiales subsuperficiales	41
Tabla 8. Valores de K_{ref} y θ_{ref} para cada tipo de contaminante.....	42
Tabla 9. Tabla resumen reducción de los parámetros.	46
Tabla 10. Presupuesto desglosado del diseño del proyecto.	48
Tabla 11. Inversión inicial del proyecto.	49
Tabla 12. Costes de mantenimiento y explotación de humedales artificiales de flujo horizontal	49
Tabla 13. Matriz de Leopold para la EDAR.....	54
Tabla 14. Relación entre el almacenamiento del tanque Imhoff y la digestión de lodos	59
Tabla 15. Tipo de tratamiento según tamaño de la población.....	64

Lista de ilustraciones

Ilustración 1. Esquema del diseño de la EDAR	23
Ilustración 2. Esquema tanque Imhoff.....	33
Ilustración 3. Diagrama de flujo del pretratamiento y tratamiento primario de una EDAR (alzado)	34
Ilustración 4. Diagrama de flujo del pretratamiento y tratamiento primario de una EDAR (planta).	34
Ilustración 5. Alzado decantador de un tanque Imhoff.....	36
Ilustración 6. Alzado digester de un tanque Imhoff.....	37
Ilustración 7. Diagrama de flujo de humedales artificiales de flujo horizontal	40
Ilustración 8. Esquema completo del sistema de depuración.....	66
Ilustración 9. Plano constructivo de la obra de llegada	66
Ilustración 10. Plano constructivo del equipo desarenador.....	67
Ilustración 11. Plano constructivo del canal de desbaste	68
Ilustración 12. Plano constructivo tanque Imhoff.....	69
Ilustración 13. Plano constructivo del humedal artificial	70

Lista de acrónimos

ARU: Agua Residual Urbana

DBO: Demanda Biológica de Oxígeno

DQO: Demanda Química de Oxígeno

EDAR: Estación de Depuración de Aguas Residuales

FMF: Filtro de Macrófitas en Flotación

h.e.: habitantes equivalentes

N_T: Nitrógeno total

P_T: Fósforo total

SS: Sólidos en suspensión

MEMORIA

1. Introducción

La vida ha estado muy vinculada con el agua desde el principio de los tiempos ya que es un recurso sin el que no podría darse la existencia de la vida. Posiblemente sea éste el motivo por el cual el desarrollo de las civilizaciones a lo largo de la historia se haya producido entorno al agua, ya bien sea de ríos, lagos o mares. Debido a este crecimiento, el agua ha sido, y es, sobreexplotada exponiendo tanto al medio acuático como a la vida que habita en él a una degradación importante.

La construcción de grandes núcleos urbanos y la industrialización del siglo XX provocaron un incremento de la contaminación, que a lo largo del tiempo llevaron a extremos alarmantes el deterioro del medio ambiente. El aumento de la preocupación y concienciación social por los temas ambientales en las últimas décadas del siglo XX, demandaban la toma de decisiones para mejorar la calidad de los ecosistemas, especialmente la de los más afectados por estar próximos a núcleos urbanos e industriales desarrollados.

La utilización del agua para el consumo humano y el posterior vertido de las aguas residuales sin tratamiento de ningún tipo han contribuido al aumento de los niveles de contaminación, superando la propia capacidad de autodepuración y regeneración de los cauces de los ríos, provocando que muchos de ellos hayan perdido la calidad que antaño atesoraban. Por ello, en las últimas décadas del siglo XX y los primeros años del siglo XXI se empezaron a adoptar medidas a nivel estatal y europeo para mejorar la situación de los hábitats acuáticos. Se crearon directivas europeas que obligan a los países miembros de la Unión Europea a depurar las aguas residuales tras su uso doméstico o industrial con el fin de mitigar los efectos de la contaminación.

Tras la adhesión a la Unión Europea por parte del estado español (1985), en España se tomaron diversas medidas para cumplir las directivas europeas, en el caso de las aguas residuales, la directiva comunitaria 91/271/CEE estableció una base legislativa común, así como un calendario de actuaciones con el fin de equipar a las aglomeraciones urbanas en el cumplimiento de los criterios establecidos. Según dicho calendario, todas las aglomeraciones deberían disponer para el 31 de diciembre de 2005 de un tratamiento primario, secundario y/o terciario dependiendo del medio receptor de las aguas (zona sensible, normal o menos sensible). El plan ha priorizado las actuaciones para las aguas residuales generadas en medianos y grandes núcleos urbanos, especialmente aquellos de más de 20.000 habitantes equivalentes (h.e.), que se consideran más contaminantes. Los municipios con más de 150.000 h.e. son el 4 % del total de las aglomeraciones y suponen el 55 % de la carga de contaminantes, mientras

que los municipios entre 5.000 y 150.000 h.e. constituyen el 23 % de las aglomeraciones y el 33 % de la carga de contaminantes. [1]

En la actualidad está pendiente de revisión el cumplimiento de los objetivos de depuración para municipios menores de 2.000 h.e., esto supone unos 6.000 municipios de los más de 8.000 existentes, el 73 % de los municipios españoles, que contribuyen con una carga de contaminantes de un 14 %. Según la directiva 91/271/CEE éstos sólo están obligados a tener un tratamiento de aguas “adecuado”.

El tratamiento de las aguas urbanas tradicionalmente se ha llevado a cabo mediante grandes Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales (EDAR) diseñadas para purificar las aguas residuales generadas en importantes núcleos de población como pueden ser ciudades, comarcas poblacionalmente densas, etc. Como consecuencia, para llevar a cabo la construcción de esta solución se tienen que emplear recursos económicos y técnicos muy importantes y complejos. En zonas poblacionales con menor cantidad de habitantes se han seguido utilizando estas tecnologías de manera dominante durante muchos años debido al desarrollo de las mismas. Sin embargo, debido a la laxa legislación sobre el tratamiento de las aguas de los núcleos urbanos de menos de 2.000 h.e. en algunos casos, y la imposibilidad de afrontar un coste tan elevado en otros, ha hecho que poblaciones de menos de 15.000 h.e., en ciertos casos, y especialmente en las de menos de 2.000 no hayan percibido esta mejora en la calidad de las aguas de los ríos.

En las últimas décadas se ha intentado construir EDAR de pequeñas dimensiones en este tipo de poblaciones, no obstante, la implantación de una instalación de este tipo requiere un gasto económico que en muchos casos los pueblos no pueden hacer frente o implica un endeudamiento muy severo, pese a tener en muchos casos ayudas europeas, estatales o autonómicas. Por estos motivos se ha ido desarrollando una tendencia divergente a los tratamientos convencionales que dé respuesta a los problemas específicos del entorno rural adaptándose a sus características.

2. Contexto

Una vez garantizada la depuración de la mayor parte de las aguas residuales de los núcleos de mayor tamaño, el actual objetivo se enmarca en la depuración de las aguas residuales de las aglomeraciones urbanas menores de 2.000 h.e. Estas poblaciones son las que sufren un mayor problema de eliminación de los contaminantes de las aguas. A partir del 1 de enero de 2006 estos núcleos que viertan a aguas continentales o estuarios están obligados a aplicar un tratamiento adecuado a sus aguas según el Real Decreto Ley 11/1995.

Según la Directiva 91/271/CEE, se considera pequeña aglomeración urbana a aquella población inferior a 2.000 h.e., excluyendo las viviendas aisladas o poblaciones muy pequeñas que no dispongan de sistemas colectores para aguas residuales.

En España, el grado de depuración estimado en poblaciones de menos de 2.000 h.e. es bajo, alrededor del 50%, con algunas excepciones como las comunidades de Madrid, Valencia, Navarra o La Rioja, donde se alcanza entre el 70 y el 90 %. [2]

Las pequeñas aglomeraciones se caracterizan por:

- Ser poblaciones con la cobertura básica de servicios de agua y alcantarillado.
- Estar localizados en zonas poco o nada industrializadas.
- Ser un entorno ambiental protegido.

Estos motivos hacen que las poblaciones con menor número de habitantes sean las que más dinero por habitante tengan que invertir en este tipo de infraestructuras y a su vez, las que disponen de menor capacidad económica.

Los siguientes problemas son comunes a los núcleos rurales [2], [3]:

- Renta per cápita por debajo de la media.
- Falta de economía de escala que hace que los costes por habitante de un sistema de depuración sean elevados.
- Escasa mano de obra con preparación técnica que incapacita la operación y mantenimiento de las instalaciones de tratamiento complejas.
- Acceso limitado a las nuevas tecnologías.
- Problema económico al no disponer de los medios municipales de inversión para la construcción de las instalaciones de depuración, así como para su posterior mantenimiento y operación.
- Núcleos de pequeño tamaño, aislados y dispersos, que dificultan la construcción, mantenimiento y explotación de los sistemas de depuración.

Estas características y problemas hacen que las instalaciones implantadas en las poblaciones urbanas grandes puedan no ser la elección a elegir en núcleos pequeños porque las necesidades y requisitos que precisan estas poblaciones son sustancialmente diferentes.

Uno de los criterios más importantes para la depuración de ARUs en el medio rural es la sencillez de la explotación ya que no se dispone de personal lo suficientemente preparado para poder encargarse de la explotación y el mantenimiento de un sistema complejo.

En relación con lo anterior, que tengan un gasto energético mínimo, dando prioridad a las tecnologías que requieran un tiempo de explotación y mantenimiento y un número de equipos electromecánicos mínimo.

Por otro lado, el sistema a implantar debe ser fiable, ya que el proceso puede no estar controlado de forma continuada y si la planta falla no se podrán cumplir los valores mínimos de la autorización de vertidos. Generalmente, la fiabilidad es inversamente proporcional a la complejidad del sistema, siendo en los sistemas naturales las consecuencias visibles varios días o semanas después de los fallos del proceso. Sin embargo, los fallos en los sistemas convencionales se perciben en cuestión de horas.

El sistema debe ser robusto y así poder adecuarse y autorregularse de forma eficaz a grandes variaciones de caudal y carga de contaminante. También se tendrá en cuenta la generación de lodos en la depuración ya que su gestión suele ser problemática.

Al igual que en la depuración de las aguas en núcleos grandes, se debe tener en cuenta dos factores muy relevantes como son el clima del entorno y la disponibilidad del terreno para poder dimensionar de forma correcta la instalación.

Las aguas residuales de las poblaciones rurales presentan fuertes oscilaciones tanto de caudal como de concentración debido a que la principal aportación de aguas residuales es doméstica (con baja incidencia industrial salvo determinadas ocasiones con aguas procedentes de la industria agroalimentaria y/o agropecuaria). Las variaciones de los caudales vertidos están asociados a hábitos individuales y sociales de consumo, que suelen estar ligados al modelo socioeconómico actual. Las ARUs de poblaciones rurales presentan singularidades respecto a los núcleos urbanos [3]:

- Variabilidad de caudal y carga. Son más acusados cuanto menor es el tamaño de la población.
- Calidad. Son aguas residuales de volumen reducido, pero fuertemente contaminadas.
- Impacto ambiental. Las aguas residuales pueden tener un impacto importante en el medio receptor, especialmente si se trata de una zona de alto valor ecológico y/o sensible.

La variabilidad de las aguas residuales en las pequeñas aglomeraciones hace más que recomendable la caracterización de las ARUs a depurar y así proyectar la instalación adecuada. Al no disponer de datos, aquí se presentan unas características aproximadas para las aguas residuales urbanas:

Tabla 1. Parámetros de las aguas residuales brutas. [4]

Parámetros	Débil (mg/L)	Media (mg/L)	Fuerte (mg/L)
Sólidos en suspensión totales (mg·L ⁻¹)	100	200	350
DBO ₅ (mg O ₂ ·L ⁻¹ a 20°C)	100	200	300
DQO (mg O ₂ ·L ⁻¹)	250	500	1000
Carbono orgánico total, COT	100	200	300
Nitrógeno total (mg N·L ⁻¹)	20	40	85
Nitrógeno orgánico	8	15	35
Amoníaco libre, N-NH ₄	12	25	50
Fósforo total (mg P·L ⁻¹)	6	10	20
Fósforo orgánico	2	3	5
Fósforo inorgánico	4	7	15
Cloruros	30	50	100
Grasa (mg·L ⁻¹)	50	100	150
Coliformes fecales (ufc/100mL)	10 ⁶		10 ⁹
Estreptococos fecales (ufc/100mL)	10 ⁴		10 ⁷

España, como estado miembro de la Unión Europea, está obligada a cumplir la normativa comunitaria. La **Directiva 91/271/CEE** del Consejo, de 21 de mayo de 1991, estableció los requerimientos mínimos para la recogida, el tratamiento y el vertido de las aguas residuales urbanas.

Dicha Directiva 91/271/CEE del Consejo, modificada por la Directiva 98/15/CEE de la Comisión, establece como objetivo la protección del medio ambiente contra el deterioro provocado por los vertidos de aguas residuales urbanas procedentes de aglomeraciones urbanas y de las aguas residuales biodegradables procedentes de la industria agroalimentaria, solicitando a los estados miembros que prevean la recogida y tratamiento de estas aguas.

Esta Directiva fue traspuesta al ordenamiento jurídico español mediante el Real Decreto Ley 11/1995. Según esta normativa a partir del 1 de enero de 2006 debería haberse conseguido unos niveles adecuados de depuración, un objetivo aún pendiente por lo que la calidad de las aguas no es la proyectada. Esto hace que esté comprometida la obligación de los Estados de conseguir el buen estado ecológico de sus aguas para 2015, establecido en la Directiva Marco del Agua (Directiva 2000/60/CE).

Tabla 2. Parámetros de los tratamientos según el tamaño de la población. [1]

Vertido en aguas costeras				
Tamaño de aglomeración	Zonas menos sensibles	Zona normal	Zona sensible	
0 - 10.000 h-e	T.A.	T.A.	T.A.	
10.000 - 150.000 h-e	T. 1º	T. 2º	T.M.R.	
> 150.000 h-e	T. 2º (o T. 1º)	T. 2º	T.M.R.	
Vertido en aguas dulces y estuarios				
Tamaño de aglomeración	Zonas menos sensibles	Zona normal alta montaña	Zona normal	Zona sensible
0 - 2.000 h-e	T.A.	T.A.	T.A.	T.A.
2.000 - 10.000 h-e	T. 1º	T. 2º	T. 2º	T. 2º
> 10.000 h-e	T. 2º	T. 2º	T. 2º	T.M.R.

T.A.: Tratamiento adecuado: el tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante cualquier proceso y/o sistema de eliminación en virtud del cual, después del vertido de dichas aguas, las aguas receptoras cumplan los objetivos de calidad y las disposiciones pertinentes de la presente y de las restantes Directivas comunitarias.

T.1º: Tratamiento primario: el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso físico y/o químico que incluya la sedimentación de sólidos en suspensión, u otros procesos en los que la DBO5 de las aguas residuales que entren se reduzca por lo menos en un 20% antes del vertido y el total de sólidos en suspensión en las aguas residuales de entrada se reduzca por lo menos en un 50%.

T.2º: Tratamiento secundario: el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso que incluya, por lo general, un tratamiento biológico con sedimentación secundaria, u otro proceso en el que se respeten los requisitos del cuadro 1 del Anexo I.: reducción DBO5 > 70-90% o < 25 mg/l; reducción DQO > 75% o < 125 mg/l; reducción sólidos en suspensión > 90% o < 35 mg/l.

T.M.R.: Tratamiento más riguroso que el secundario: tratamiento mediante el cual, según la situación local, se reduzca el nitrógeno total, el fósforo total o ambos parámetros, de acuerdo a los siguientes requisitos: para 10.000<Pob<100.000 h-e, reducción Nt >70-80% ó <15 mg/l, reducción Pt > 80% ó < 2 mg/l.; para Pob> 100.000 h-e, reducción Nt >70-80% ó <10 mg/l, reducción Pt > 80% ó < 1 mg/l.

El cumplimiento de estos límites de depuración es imprescindible para garantizar la protección del medio ambiente, la salud de las personas, y el uso racional y sostenible de los recursos hídricos, los efectos negativos que causa la ausencia de depuración son:

- Aparición de fangos y flotantes que pueden provocar impacto visual, malos olores y degradación de los lechos de los ríos.
- Disminución del contenido de oxígeno de las aguas por degradación de la materia orgánica, perjudicando a la flora y la fauna propia de los ecosistemas acuáticos.
- Aporte excesivo de nutrientes, principalmente nitrógeno y fósforo, que provocan crecimiento excesivo de algas y otras plantas (eutrofización).
- Fomento de la propagación de organismos patógenos, que pueden causar daños a la salud al transmitir enfermedades.
- Dificulta el posterior uso del agua en otras aplicaciones.

3. Objetivos y alcance del trabajo

El objetivo de este proyecto es trasladar la tecnología existente en materia de depuración de aguas a los entornos rurales que todavía no disponen de ella para mejorar la calidad del agua. Se busca que la tecnología a implementar sea respetuosa, viable y eficiente para las características que se presentan en las zonas rurales.

Es por ello que mediante el tratamiento de las aguas residuales de pequeñas poblaciones se pretende mejorar la calidad de los cauces de los ríos, así como permitir a este tipo de municipios afrontar la depuración de las aguas residuales generadas en los mismos sin que esto suponga un gasto inviable. Se busca conseguir una eliminación de los principales parámetros para cumplir con los límites para tratamientos secundarios que se recogen en la Tabla 2.

Con este trabajo se quiere realizar un análisis de las diferentes tecnologías disponibles en la actualidad para el tratamiento de aguas residuales urbanas y así poder implantar el sistema que mejor se adapte a las poblaciones pequeñas situadas en norte de la península ibérica. Tras el estudio de las diferentes tipologías de tratamientos, se seleccionará la más adecuada en base a diferentes aspectos técnicos, económicos y ambientales, para posteriormente realizar el diseño del mismo.

Para el diseño de la EDAR se realizará el cálculo estimado del caudal a tratar por la depuradora y se dimensionarán los equipos y etapas necesarios para el correcto funcionamiento de la planta. El dimensionamiento se hará teniendo en cuenta los parámetros límite de vertido y se calculará la reducción de los contaminantes más relevantes y su concentración en el efluente de la instalación.

4. Beneficios del proyecto

El desarrollo de este proyecto permitiría la adecuación de los tratamientos de aguas en las poblaciones pequeñas y cumplir con la legislación que obliga a la correcta gestión del agua residual. Por otro lado se incrementaría la calidad de las aguas y de los hábitats, permitiendo desarrollarse a las especies propias de estos entornos. Otro beneficio a tener en cuenta es el uso que se le podría dar al agua, ya sea lúdico como zona de ocio o agrícola para el riego de zonas de cultivo.

5. Análisis de alternativas

Primero se van a exponer las diferentes soluciones aplicables a este tipo de poblaciones que, puestas en conjunto con las características y limitaciones correspondientes, ayudarán a tomar la elección adecuada. Entre las tecnologías aplicables se diferencian las intensivas, o convencionales, y las extensivas, o no convencionales. Las principales diferencias entre ambas son:

- El empleo de equipos electromecánicos y el consumo de energía.
- La superficie requerida para implantar las tecnologías.

Dentro de las tecnologías convencionales se encuentran:

- Aireación prolongada
- Reactores secuenciales (SBR)
- Lechos bacterianos
- Contadores biológicos rotativos (CBR)
- Sistemas de biopelícula sobre lecho móvil (MBBR)

Dentro de las tecnologías no convencionales se encuentran:

- Zanjas filtrantes
- Filtros verdes
- Humedales artificiales
- Lagunaje
- Filtros de arena
- Filtros de turba
- Infiltración-percolación

Como se puede apreciar, la cantidad de tratamientos aplicables a las ARU en pequeñas poblaciones es muy amplia y diversa. Por este motivo se va a abordar la descripción de las tecnologías más utilizadas y con mayor futuro actualmente.

5.1. Tratamientos intensivos

5.1.1. Aireación prolongada

Es una variable del sistema de fangos activos para el tratamiento biológico de las aguas residuales en condiciones aerobias, clasificado dentro de las tecnologías convencionales. Consta de cuatro etapas diferenciadas:

- Oxidación biológica: el agua entra en el reactor biológico que contiene un cultivo bacteriano en suspensión formado por microorganismos agrupados en flóculos. La degradación de la materia orgánica por los microorganismos se realiza en condiciones aerobias. La aireación se produce mediante equipos electromecánicos.

- Decantación secundaria: consiste en la separación de sólido-líquido por medio de un decantador o clarificador.
- Recirculación de fangos: el fango se retorna al reactor para mantener una determinada concentración de microorganismos.
- Extracción de los fangos en exceso: requiere una purga del fango en exceso, consecuencia del crecimiento continuo de la biomasa bacteriana.

Sistema de depuración que se suele aplicar para el tratamiento de las aguas residuales de poblaciones menores de 10.000 h.e. debido, entre otras cosas, a sus bajos requisitos de espacio, 0,2-0,4 m²/h.

Los costes de instalación son elevados, 120-400 €/h.e., para municipios de 2.000 h.e., y los costes de explotación se encuentran entre 20-35 €/(h.e.·año) esto se debe a que el mantenimiento es bastante complejo y los equipos deben ser controlados por personal cualificado y continuado. [3]

Ventajas:

- Bajos requisitos de superficie.
- Permite controlar los parámetros operativos por lo que es un sistema robusto a cambios de caudal y carga.
- Buenos rendimientos de eliminación de materia orgánica y sólidos en suspensión.
- Los lodos producidos ya se encuentran estabilizados, por lo que sólo precisan ser deshidratados.

Inconvenientes:

- Elevado consumo energético.
- Flexibilidad limitada a los cambios de caudal o carga orgánica.
- Si se emplean aireadores de superficie se forman aerosoles que pueden transportar agentes patógenos.
- Bajos rendimientos de eliminación de nutrientes y de patógenos.
- Impacto paisajístico importante.
- Las bajas temperaturas disminuyen la velocidad de depuración.

5.1.2. Lechos bacterianos

Este sistema se basa en una depuración mediante procesos aerobios con biomasa inmovilizada. Consta de un depósito donde se ubica un relleno de gran superficie específica, sobre el que se desarrolla una película biológica. El agua residual se distribuye homogéneamente por la parte superior del relleno y por goteo atraviesa el lecho filtrante.

Por la parte inferior del sistema se recoge el agua tratada junto con flóculos bacterianos desprendidos del soporte, enviándose a un decantador secundario, donde se separan los efluentes depurados de los lodos generados en el proceso. Esta tecnología consta de las siguientes partes:

- Reactor biológico: el agua atraviesa por gravedad un relleno de gran superficie específica (actualmente se va imponiendo el empleo de materiales plásticos), sobre el que se desarrollan microorganismos formando una biopelícula que crece hasta un espesor límite a partir del cual se desprende y es arrastrada por el agua.
- Decantación secundaria: se clarifica el agua y se extrae el exceso de fango generado.

Esta tecnología está recomendada para poblaciones de menos de 5.000 h.e. por la baja superficie requerida para su implantación, 0,3-075 m²/h.e.

El coste de implantación de estos sistemas en poblaciones de 200-2000 h.e. se encuentra entre 180-350 €/h.e., mientras que la explotación relativamente sencilla hace que los costes se mantengan entre 16-25 €/(h.e.·año). [3]

Ventajas:

- Consumo de energía reducido, menor que las tecnologías convencionales.
- Un buen diseño del lecho permite que el comportamiento sea bueno ante sobrecargas hidráulicas y contaminantes tóxicos.
- Sencillez en la explotación de la planta.
- Bajo nivel de ruidos por la escasa potencia instalada.

Inconvenientes:

- Los costes de instalación se disparan por el coste del relleno plástico.
- Generación de lodos que deberán ser estabilizados.
- Sistema muy sensible a las temperaturas frías y a la diferencia entre la temperatura del agua a tratar y el aire.
- Alto impacto paisajístico.

5.1.3. Contactores biológicos rotativos (CBR)

Son sistemas de tratamiento en los que los microorganismos responsables de la degradación de la materia orgánica se hallan adheridos a un material soporte, que gira semi-sumergido en el agua a depurar: la biomasa se pone alternativamente en contacto con el agua residual a tratar y con el oxígeno atmosférico.

Esta tecnología no requiere una gran superficie, 0,3-0,7 m²/h.e., para su implantación por lo que puede ser utilizado en municipios por debajo de 5.000 h.e.

Las excavaciones y la edificación hacen que los costes de implantación se eleven hasta 325-450 €/h.e. para poblaciones de 500-2.000 h.e., pero la explotación es relativamente sencilla por lo que el coste ronda los 16-25 €/(h.e.·año). [3]

Ventajas:

- Consumo de energía ajustado frente a las tecnologías convencionales.
- Mejor comportamiento de las bacterias en presencia de tóxicos, debido a su recuperación cuando se encuentra en contacto del aire.
- La explotación de la planta es más sencilla que otros sistemas convencionales.
- Se puede realizar una construcción gradual y aumentar la capacidad de tratamiento de aguas.
- No se forman aerosoles.
- Al ser sistemas cubiertos, no se ven tan afectados por las temperaturas frías.
- Impacto paisajístico reducido porque se encuentran semienterrados.

Inconvenientes:

- Los costes de instalación son elevados.
- Es necesario estabilizar los lodos generados durante la depuración.
- Sensible a variaciones de caudal.
- Algunos equipos tienen patente.

5.2. Tratamientos extensivos

5.2.1. Zanjas filtrantes

Es un sistema de aplicación subsuperficial al suelo, para la depuración de las aguas residuales urbanas. El agua, tratada previamente, se infiltra en el terreno a través de unas zanjas de grava. La dificultad para controlar las aguas percoladas hacen que no sea una tecnología muy adecuada para el tratamiento directo de las aguas residuales.

Las zanjas de poca profundidad (< 1 m) y anchura (0,45-0,8 m) excavadas en el terreno recogen y distribuyen el agua residual pretratada a través de una tubería agujereada, que se encuentra sobre un lecho de arena y cubierta por grava. La grava se cubre con un relleno vegetal para evitar la obstrucción de la capa de grava. Para el correcto funcionamiento se recurre a la alternancia de las zanjas y así preservar lo máximo posible las condiciones aerobias en las zonas de infiltración. [5]

Este tipo de sistemas requieren una importante superficie, entre 3 y 7 m²/h.e., por lo que es recomendado en vivienda aisladas o pequeñas poblaciones de menos de 1.000 h.e.

La instalación de esta tecnología supone un coste de entre 250 y 400 €/h.e., y la explotación y mantenimiento del sistema con poblaciones de 50-1.000 h.e. tiene un valor de 15-40 €/(h.e.·año). [5]

Ventajas:

- Bajos costes de explotación y mantenimiento.
- Consumo energético nulo.
- Ausencia de averías electromecánicas al no utilizarse equipos.
- Se evita el contacto de personas o animales con las aguas residuales.
- Elevados rendimientos de depuración.
- Buena integración en el entorno.
- Mínima presencia de olores.

Inconvenientes:

- Elevados requisitos de superficie.
- Su aplicación depende de las características del suelo, principalmente de la capacidad de infiltración, y de la existencia de acuíferos cercanos.
- Existe la posibilidad de contaminar acuíferos subterráneos.
- Sistemas no aptos para sobrecargas de contaminantes.
- No son válidos en lugares con elevada pluviometría.

5.2.2. Filtros verdes

Se basa en la utilización de una superficie de terreno, sobre la que se establece una especie forestal y a la que se aplica, ya sea por inundación o por surcos, el agua residual a tratar. La especie vegetal más utilizada es el chopo, aunque se comienza a emplear el eucalipto.

El agua residual pretratada se aplica sobre el terreno mediante un sistema de riego en el que se desarrollan las especies vegetales. El riego se realiza de forma rotativa en calles o parcelas para facilitar que el suelo sufra una reoxigenación natural, la frecuencia de los riegos oscila entre una vez cada 4 días en suelos arenosos y una vez cada 14 en suelos arcillosos. Las especies vegetales deben ser de mínima exigencia de mantenimiento, rápido crecimiento, tolerantes a suelos húmedos y gran capacidad de asimilar nutrientes y consumo de agua. [5]

Para controlar la calidad de las aguas depuradas que se infiltran en el terreno, se instalan lisímetros que permiten la recogida de muestras a diferentes profundidades.

La superficie requerida por esta tecnología se ve condicionada por la carga hidráulica aplicable, la permeabilidad del terreno y la concentración de nitrógeno en el agua percolada. Estos factores hacen que la determinación de la superficie sea difícil,

estimándose entre 3 y 7 m²/h.e. no suele ser empleado en municipios de más de 1.000 h.e.

Ventajas:

- Sencillez operativa y mantenimiento.
- Inexistencia de averías.
- Sistema sin ningún consumo energético.
- No se producen lodos.
- Perfecta integración en el medio rural.
- Los costes de explotación pueden ser sufragados por la comercialización de la madera producida.
- Se alcanza rendimiento muy elevados.
- Ausencia de olores.

Inconvenientes:

- Gran superficie de terreno para su implantación.
- No es aplicable en zonas de elevada pluviometría.
- Dependencia de la capacidad de filtración del terreno y de la presencia de acuíferos cercanos.
- Las bajas temperaturas disminuyen la eficacia de estos sistemas.
- No son válidos para sobrecargas de contaminantes.

5.2.3. Humedales artificiales

Son sistemas de depuración en los que se imitan los procesos de eliminación de contaminantes que ocurren en los humedales naturales. Los humedales artificiales están constituidos por lagunas o canales poco profundos, menos de 1 m, plantados con plantas típicas de zonas húmedas y donde la depuración se realiza de forma simultánea mediante acciones físicas, químicas y biológicas. Cuentan con dos elementos principales:

- Sustrato filtrante: sirve como soporte de la vegetación y permite la fijación de la población microbiana responsable de los procesos de eliminación de contaminantes.
- Vegetación: plantas emergentes acuáticas que proporcionan superficie para la formación de películas bacterianas que facilitan los procesos de filtración y adsorción, también contribuyen a la oxigenación del sustrato.

Los humedales artificiales pueden clasificarse en 4 tipos en función del modelo de circulación del agua y de la disposición de la vegetación: [6]

- De flujo superficial (HAFS)
- De flujo subsuperficial (HAFSS)

- De macrófitas en flotación (FMF)
- De filtro de hélofitas semisumergibles (FHS)

Inicialmente, no es una tecnología recomendada para poblaciones de más de 2.000 h.e. por la gran superficie requerida, pero su desarrollo en los últimos años está subsanando este aspecto. Para una población de 1.000 h.e., en función del tipo de humedal o combinación de humedales, la superficie necesaria oscila entre 3 y 5 m²/h.e. [7]

Los costes de implantación de humedales artificiales para aglomeraciones de 1.000 h.e. rondan los 200-300 €/h.e., siendo los costes de explotación de unos 15-20 €/(h.e.·año). [3]

Ventajas:

- Sencillez operativa y de mantenimiento.
- Inexistencia de averías al no haber equipos mecánicos.
- Opera sin ningún coste energético.
- Sistemas robustos a la variación de caudal y carga de agua residual.
- Permiten la creación y restauración de zonas húmedas aptas con elevado valor ambiental.
- La biomasa vegetal actúa como aislante del sedimento, asegurando la actividad microbiana todo el año.
- Baja generación de olores.

Inconvenientes:

- Exigencia de superficie elevada, entre 3 y 5 m²/h.e.
- Generación de lodos en el tratamiento primario.
- Necesidad de 2 o 3 estaciones de crecimiento de las plantas para alcanzar máximos rendimientos.
- Pérdidas de caudal por evapotranspiración que incrementa la salinidad del efluente.
- Los HAFS son más sensibles a las bajas temperaturas y pueden proliferar mosquitos.

5.2.4. Lagunajes

Consiste en reproducir de forma natural los procesos de autodepuración que tienen lugar en los ríos y lagos. El lagunaje consta de varias lagunas conectadas en serie, donde se producen los procesos físicos, químicos y biológicos que depuran gradualmente las aguas residuales. Existen tres tipos de lagunaje dependiendo del tratamiento a realizar:

- Lagunas anaerobias (tratamiento primario): son lagunas profundas, entre 3-5 m, donde predominan condiciones anaerobias para eliminar principalmente los

flotantes y la materia sedimentable por decantación que se acumula en el fondo y se degrada anaeróbicamente lentamente.

- Lagunas facultativas (tratamiento secundario): son de una profundidad entre 1,5-2 m y amplia superficie. Estas lagunas tienen condiciones aerobias en la superficie y anaerobias en el fondo, siendo los organismos facultativos los más importantes en estas lagunas. Se pretende eliminar la materia orgánica presente en el agua fundamentalmente por vía aerobia.
- Lagunas de maduración (tratamiento terciario): son lagunas de poca profundidad, 0,8-1 m, con las que se quiere afinar el vertido y la eliminación de microorganismos patógenos debido a los procesos de filtración, predación y efecto bactericida de la radiación solar.

Esta tecnología suele ser aplicada para poblaciones de menos de 1.000-1.500 h.e. debido a la gran superficie requerida, que oscila entre 7 y 13 m²/h.e. para poblaciones entre 50 y 1.000 h.e.

Los costes asociados a la instalación son moderados, siendo los gastos más importantes la adquisición de los terrenos, por la gran extensión necesaria, y la excavación del mismo. Considerando la implantación de todas las lagunas, el coste aproximado de implantación es de unos 200 €/h.e. en poblaciones de 1.000 h.e. Mientras que el coste de explotación es muy bajo, para poblaciones entre 100-1.000 h.e. oscila entre 8 y 34 €/(h.e.·año). [3]

Ventajas:

- Bajo coste de inversión debido a la sencillez constructiva y de explotación.
- Consumo energético nulo.
- Ausencia de averías mecánicas.
- Escasa producción de fangos.
- Gran inercia, lo que permite una fácil adaptación a cambios de caudal y de carga.

Inconvenientes:

- Se precisan grandes extensiones de terreno.
- Sistema no apto para zonas frías y/o de baja radiación solar.
- En las lagunas anaerobias se desprenden olores desagradables.
- Recuperación lenta del sistema biológico cuando se produce su deterioro.
- Efluente con importante cantidad de sólidos en suspensión (microalgas).
- Pérdidas de agua por evaporación.

5.2.5. Filtros intermitentes de arena

Son lechos de arena poco profundos de entre 0,6-1 m, en donde el agua pretratada, se hace circular verticalmente y de forma intermitente a través del lecho filtrante sobre el que se desarrolla una película bacteriana. En esta tecnología destacan los mecanismos de filtración, oxidación biológica y adsorción.

Esta tecnología posee una granulometría bastante fina por ello es necesaria una etapa anterior de pretratamiento y así evitar problemas de atascamiento y colmatación del lecho filtrante.

Es un sistema indicado para viviendas aisladas o poblaciones de menos de 1.000 h.e., ya que el espacio requerido oscila entre 4 y 9 m²/h.e.

Para municipios por debajo de 1.000 h.e. los costes de instalación se aproximan a 200-400 €/h.e. y los de explotación a 15-45 €/(h.e.·año). [3]

Ventajas:

- Bajos costes de explotación y mantenimiento.
- Consumo energético nulo.
- Ausencia de averías electromecánicas.
- Se evita el contacto de personas o animales con las aguas residuales.
- Elevados rendimientos de depuración.
- Se integran bien en el entorno y tienen una mínima producción de olores.

Inconvenientes:

- Elevados requisitos de superficie.
- Pueden contaminarse las fuentes de abastecimiento subterráneas.
- Si llegan a obstruirse, es preciso construir otros nuevos.
- Adaptación limitada a sobrecargas hidráulicas y de contaminantes.
- Como se ha comentado con los sistemas anteriores, las temperaturas bajas disminuyen el rendimiento de depuración.

A continuación se muestra una tabla resumen con las propuestas tecnológicas expuestas (Tabla 3) para poder tener una visión más general de las mismas y así poder hacer una comparativa que posteriormente permita adoptar la mejor solución en base a los criterios más importantes que se establezcan.

Tabla 3. Comparativa entre diferentes sistemas aplicables para depurar las ARUs de pequeñas poblaciones.

Sistemas de depuración	TECNOLOGÍAS CONVENCIONALES			TECNOLOGÍAS NO CONVENCIONALES							
	Aireación prolongada	Lechos bacterianos	Contactores biológicos rotativos (CBR)	Zanjas filtrantes	Filtros verdes	Humedales artificiales		Lagunaje			Filtros de arena
						Flujo superficial (HAFS)	Flujo sub-superficial (HAFSS)	Anaerobio	Facultativo	Maduración	
Pretratamiento mínimo necesario	Pre-tratamiento	Pre-tratamiento + tratamiento primario	Pre-tratamiento y tratamiento primario	Pre-tratamiento y tratamiento primario	Pre-tratamiento. Eliminación de las sustancias tóxicas para las especies arbóreas.	Pre-tratamiento y tratamiento primario	Pre-tratamiento y tratamiento primario	Pre-tratamiento	Lagunaje anaerobio	Pre-tratamiento, tratamiento primario y secundario	Pre-tratamiento y tratamiento primario
Limitaciones climáticas	Con temperaturas por debajo de 0 °C se recomienda cubrir la instalación u optar por otro sistema	En climas fríos necesidad de cubrir la instalación térmicamente	Mal funcionamiento con ARUs por debajo de 15 °C (recintos cerrados)	Con pluviometría elevada necesaria mayor superficie	No aplicable en climas con elevada pluviometría	Climas fríos no es muy recomendable (bajada importante del rendimiento)	Climas fríos afectan levemente a la eliminación de nitrógeno amoniacal	No adecuado para climas fríos o de baja radiación solar.	Muy dependiente del clima. La temperatura, la radiación, aireación, etc.	No adecuado para climas fríos o de baja radiación solar.	Recomendable que la temperatura del sustrato no baje de 5°C
Nivel freático mínimo	-	Bajo (Con lagunas)	Bajo (Con decantación primaria)	0,6 - 1,2 m	< 1,5m	Bajo	Bajo	Bajo	Bajo	Bajo	Bajo
Permeabilidad del suelo necesaria	-	Bajo (Con lagunas)	Bajo (Con decantación primaria)	Alta	Terrenos franco-arcillosos y franco-arenosos	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta

Sistemas de depuración		TECNOLOGÍAS CONVENCIONALES			TECNOLOGÍAS NO CONVENCIONALES								
		Aireación prolongada	Lechos bacterianos	Contactores biológicos rotativos (CBR)	Zanjas filtrantes	Filtros verdes	Humedales artificiales		Lagunaje			Filtros de arena	
							Flujo superficial (HAFS)	Flujo sub-superficial (HAFSS)	Anaerobio	Facultativo	Maduración		
Adaptabilidad a variaciones de carga		Alta. Salvo sobrecargas hidráulicas importantes	Muy alta	Media-alta	Media-baja	Baja	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Limitada a sobrecargas hidráulicas	
Superficie necesaria (m ² /h.e.)		0,2 - 0,4	0,3 - 0,75	0,3 - 0,7	3 - 7	3 - 7	2 - 6	3 - 5	7 - 13	7 - 13	7 - 13	4 - 9	
Coste de instalación (€/h.e.)		120 - 400	180 - 350	325 - 450	250 - 400	250 - 400	100 - 250	200 - 300	200	200	200	200 - 400	
Coste de explotación (€/h.e.·año)		20 - 35	16 - 25	16 - 25	15 - 40	18 - 25	15 - 20	15 - 30	8 - 34	8 - 34	8 - 34	15 - 45	
Población indicada (h.e.)		< 10.000 h.e.	< 5.000 h.e.	< 5.000 h.e.	< 1.000 h.e.	< 750 h.e.	< 2.000 h.e.	< 2.000 h.e.	< 1.000 h.e.	< 1.000 h.e.	< 1.000 h.e.	< 1.000 h.e.	
Rendimientos de eliminación (%)	Sólidos en suspensión	80 - 90	80 - 90	80 - 90	80 - 90	85 - 95	80 - 90	90 - 95	50 - 60	0 - 70	35 - 40	80 - 90	
	DBO5	85 - 95	80 - 90	80 - 90	80 - 90	85 - 95	80 - 90	85 - 90	40 - 50	60 - 80	25 - 40	80 - 90	
	DQO	80 - 90	75 - 85	75 - 85	75 - 85	80 - 90	75 - 85	80 - 90	40 - 50	55 - 75	20 - 35	75 - 85	
	N	30 - 40	20 - 35	20 - 35	50 - 80	50 - 90	35 - 50	20 - 30	5 - 10	30 - 60	15 - 50	50 - 90	
	P	20 - 30	10 - 35	10 - 30	40 - 70	40 - 90	20 - 35	20 - 30	0 - 5	0 - 30	30 - 45	40 - 80	
	Coliformes fecales	85 - 95	80 - 90	80 - 90	99 - 99,9	99 - 99,9	99 - 99,9	99 - 99,9	99 - 99,9	30 - 70	99,5 - 99,8	80 - 95	99 - 99,9
	Producción de fangos	0,8 - 1 kg materia seca/ kg DBO5 eliminado	0,75 kg materia seca/ kg DBO5 eliminado	0,8 - 1 kg materia seca/ kg DBO5 eliminado	-	No	Baja	Baja	Media	Baja	Baja	Baja	

6. Selección y descripción de la solución. Diseño del tratamiento

Antes de tomar ninguna medida de calado para mejorar la situación actual es recomendable realizar una valoración de las alternativas mediante el cual se escoja la elección más acorde con el criterio propuesto.

Se ha elaborado una tabla comparativa con diversas propuestas a implantar en la cual se estudian criterios técnicos, económicos y ambientales. La selección de la mejor alternativa es aquella que obtenga la mayor puntuación y debe estar respaldada por un análisis global multicriterio donde se tienen en cuenta los aspectos anteriormente comentados. Los criterios están puntuados del 0 a 4, siendo el 0 la valoración más negativa y el 4 la más positiva.

Para éste proyecto se van a comparar las siguientes alternativas:

- Alternativa 0: no tomar medidas.
- Alternativa 1: rehabilitar la depuradora convencional existente, en el caso de que exista.
- Alternativa 2: construcción de una depuradora no convencional.
- Alternativa 3: construcción de una depuradora convencional.

La alternativa 0 propone no realizar ninguna modificación en el sistema de depuración actual, en la alternativa 1 se estudia la opción de rehabilitar la depuradora municipal para mejorar su funcionamiento y acondicionarla a las necesidades actuales. Con la alternativa 2 se pretende construir una depuradora biológica no convencional mediante la cual poder subsanar los problemas de los vertidos de aguas residuales de una manera sostenible y viable, y la alternativa 3, al igual que la alternativa 2, busca mejorar el tratamiento de las aguas residuales, pero en este caso mediante la construcción de una depuradora convencional.

Tabla 4. Valoración de las alternativas según criterios. [Propia]

Criterio		Alternativa 0 No hacer nada	Alternativa 1 Rehabilitar la depuradora existente	Alternativa 2 Depuradora no convencional	Alternativa 3 Depuradora convencional
Técnico	Rendimiento	0	4	3	4
	Caudal máx. a tratar	0	4	4	4
	Flexibilidad a variaciones de caudal	0	4	3	4
	Duración de construcción	-	2	3	1
	Tiempo hasta puesta a punto	-	3	2	3
Económico	Inversión inicial	4	2	3	0
	Coste de mantenimiento	4	1	3	1
	Consumo energético	4	1	4	1
	Creación de empleo	0	2	1	2
	Beneficio económico	0	0	1	0
Ambiental	Ocupación de terreno	4	4	1	3
	Impacto sobre la flora y fauna	0	3	4	2
	Impacto visual	2	2	4	2
	Ruidos	4	1	4	1
	Calidad de las aguas	0	4	3	4
SUMA		22	37	43	32

No realizar ninguna mejora sobre el sistema de depuración como aconseja la alternativa 0 no parece muy razonable ya que con este proyecto se pretende mejorar el tratamiento de las aguas residuales urbanas, o simplemente tratarlas de forma adecuada. Por lo que, si existen sistemas viables económicamente y técnicamente, parece lógico que se opte por ellos para poder mejorar los hábitats acuáticos. En el caso de que el municipio posea una depuradora pero ésta no cumpla actualmente los requerimientos ambientales, una opción razonable parece rehabilitar las instalaciones con el fin de aprovecharla y adaptarla para satisfacer los objetivos para los cuales fue diseñada inicialmente. Sin embargo, esta opción presenta ciertos inconvenientes económicos en su funcionamiento, al igual que los tiene implantar un sistema de depuración convencional.

La construcción de una depuradora convencional, como propone la alternativa 3, para tratar aguas residuales en poblaciones pequeñas ocasiona un gran desembolso económico lo cual ahoga económicamente las cuentas municipales a corto-largo plazo. La cantidad de energía y las materias primas (cloro, ozono, etc.) necesarias para su explotación no resultan ambientalmente sostenibles, al igual que tampoco lo parece la transformación del terreno para construir la instalación de estas características.

La alternativa 2 plantea un sistema de depuración ampliamente probado en países europeos, donde se tiene un especial interés por la conservación del medio natural en connivencia con poblaciones rurales de tamaño reducido, pero no muy implantado a nivel estatal. Esta técnica aparte de ser ambientalmente más respetuosa, también parece ser económicamente sostenible ya que la implantación es significativamente menos costosa y hace que la inversión de la misma sea asumible por este tipo de poblaciones pequeñas y habitualmente disgregadas. Cuando se opera de forma adecuada, el mantenimiento tampoco requiere gastos elevados, aunque sí es cierto que la estacionalidad climática puede ocasionar aumentos en los gastos de explotación y descender temporalmente el rendimiento de la depuración.

Según los criterios considerados a la hora de evaluar las distintas alternativas, el proyecto más favorable es la construcción de una depuradora no convencional. Esto se debe a que los problemas más significativos de los proyectos de EDAR convencionales se ven mitigados de forma importante en ciertos casos. Los factores más importantes a la hora de optar por esta alternativa han sido los amplios ahorros económicos que reporta este sistema de depuración en comparación con los convencionales, la sostenibilidad del proceso de depuración porque consiste en tratar las aguas residuales urbanas mediante un sistema biológico, reproduciendo y favoreciendo de forma natural los mecanismos utilizados en la naturaleza, la duración de la implantación del sistema, (aunque el tiempo para el funcionamiento estacionario depende de la aclimatación y crecimiento inicial de las plantas) y la práctica ausencia de equipos mecánicos hace que la construcción de la instalación se reduzca al acondicionamiento del terreno y a la instalación de pequeños equipos auxiliares.

Estos sistemas de depuración no convencional están siendo utilizados en países europeos desde hace varias décadas, aunque su proceso de estudio y mejora sigue en proceso. Es por ello que existe un amplio abanico de sistemas en este campo. Las características y eficacia de cada uno de ellos dependen de la adaptabilidad de las plantas empleadas, los caudales a tratar, la composición de las aguas residuales, el clima, etc.

Teniendo en cuenta que se pretende depurar las aguas residuales de poblaciones rurales del norte de la península ibérica y haciendo un análisis minucioso de la Tabla 3 donde se exponen las diferentes alternativas técnicas, se cree que una de las opciones más adecuadas es la depuración de las aguas residuales mediante una evolución de los humedales artificiales de flujo horizontal superficial, los filtros de macrófitas en flotación (FMF). Los motivos que han hecho que se escoja esta elección han sido:

- La superficie requerida para su implantación es asumible (1-3 m²/h.e.).[8]
- La adaptabilidad a los cambios de caudal y carga.
- La robustez del sistema ante cambios climáticos (temperatura, pluviometría, etc.).
- La buena acogida de esta tecnología.
- Los buenos rangos de eliminación de los contaminantes.
- La densidad de vegetación permite que la proliferación de mosquitos sea mínima.
- Aumento de la biodiversidad debido a la creación de un hábitat como es un humedal.

Una vez que se ha hecho la elección del tratamiento principal de las ARUs, se debe estudiar de qué otros tratamientos debe constar el sistema para que funcione de forma adecuada. De manera general, el tratamiento de las aguas debe estar compuesto por un pretratamiento, un tratamiento primario y un tratamiento secundario, e incluso de tratamiento terciario si se le pretende dar un uso definido al agua depurada.

Debido a las características del agua residual a tratar y el volumen de las mismas, la tipología del tratamiento secundario y la legislación que exige una serie de requisitos, se ha determinado que la EDAR esté formada por una recepción, un pretratamiento formado por un desarenador y un desbaste de gruesos y finos, un tratamiento primario con un tanque Imhoff y un tratamiento secundario que lo constituye el humedal artificial con filtro de macrófitas en flotación. A continuación se puede visualizar un esquema del diseño (Ilustración 1):

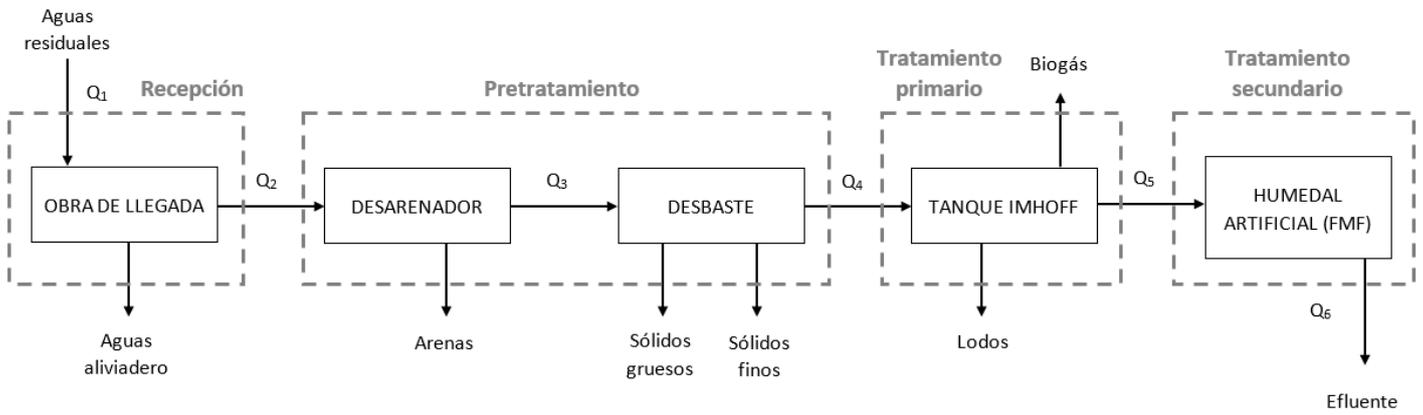


Ilustración 1. Esquema del diseño de la EDAR

METODOLOGÍA SEGUIDA EN EL DESARROLLO DEL TRABAJO

7. Descripción de tareas

A la hora de desarrollar este proyecto se tuvieron en cuenta diferentes actuaciones ya que para plasmar un trabajo de este tipo es necesario tener una buena posición de partida.

7.1. Estudio del contexto

El primer paso fue estudiar si la idea que se pretendía acometer con el proyecto tenía un marco de aplicación y si, por lo tanto, era útil su desarrollo.

7.2. Búsqueda bibliográfica de tecnologías

Una vez encontrada información sobre el interés de este tipo de proyectos para proteger el medio ambiente y así cumplir con la legislación, se pasó a la búsqueda de información de las diferentes tecnologías; su funcionamiento, características, viabilidad económica, impacto sobre el entorno, etc.

7.3. Estudio y comparativa de las tecnologías

Tras recopilar dicha información se intentó hacer una comparativa rigurosa de las tecnologías que se están implantando actualmente.

7.4. Elección de la alternativa

Hecha la comparación de las alternativas basándose en la valoración de algunos criterios económicos, técnicos y ambientales. Se pasó a hacer la elección de la alternativa más correcta.

7.5. Búsqueda adicional de información

Una vez elegida la tecnología a implantar, se profundizó en la búsqueda de información.

7.6. Cálculo y diseño de la depuradora

Conocidos los parámetros ambientales y técnicos más importantes para el desarrollo del sistema, se inició el diseño y los cálculos correspondientes para construir la estación depuradora.



7.7. Análisis económico

El siguiente paso fue hacer el estudio económico del diseño del proyecto, así como el análisis de la inversión inicial.

7.8. Análisis ambiental

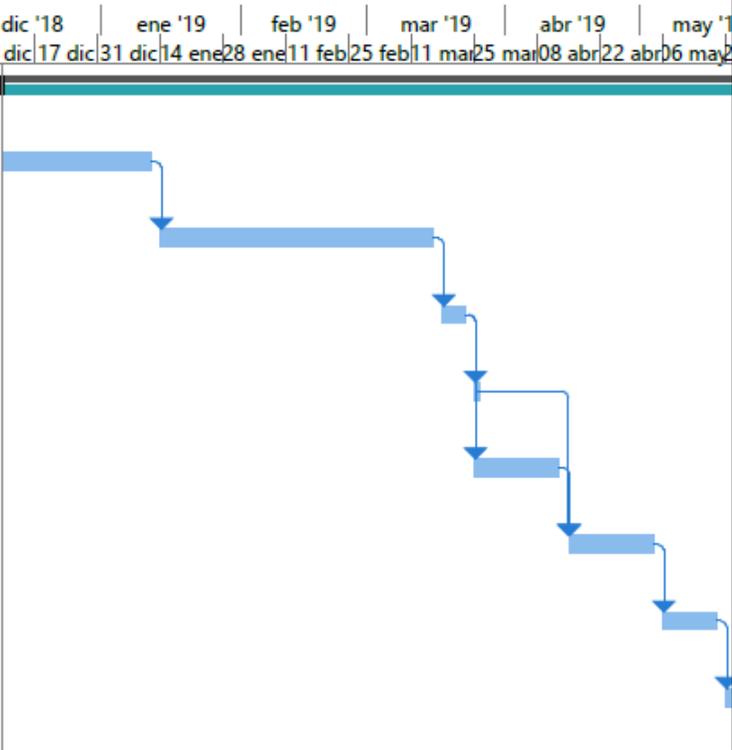
Para terminar con el proyecto se realizó una evaluación de los posibles impactos ambientales derivados de la implantación de la depuradora en el entorno.

8. Diagrama de Gantt

Para recoger todos los trabajos realizados a lo largo del proyecto y la duración de cada uno de ellos se ha realizado la tabla que se muestra a continuación (Tabla 5). En este diagrama se plasma toda la información explicada anteriormente, detallando la metodología seguida en el desarrollo del trabajo y la duración de las diferentes etapas de las que ha constado este proyecto. Tal y como se recoge en la tabla, la realización total del proyecto ha consistido en un total de 153 horas con una duración de 117 días.

La mayor parte de este tiempo se ha dedicado a estudiar y analizar las tecnologías de depuración de aguas mediante búsqueda bibliográfica, un total de 77 horas. Una vez se ha tenido claro cuál era la tecnología a implantar y de qué manera se debía proceder, se realizó el diseño de la estación depuradora para lo que se emplearon 20 horas de trabajo.

Tabla 5. Diagrama de Gantt del estudio del proyecto.

Id	Tarea	Modo de tarea	Nombre de tarea	Trabajo	Duración	Comienzo	Fin	
1		🚩	PROYECTO	153 horas	117 días	lun 10/12/18	mar 21/05/19	
2	P.T. 1	👉	Estudio del contexto	27 horas	25 días	lun 10/12/18	vie 11/01/19	
3	P.T.2	👉	Búsqueda bibliográfica	50 horas	45 días	lun 14/01/19	vie 15/03/19	
4	P.T.3	👉	Estudio y comparativa de las tecnologías	12 horas	5 días	lun 18/03/19	vie 22/03/19	
5	P.T.4	👉	Elección de la alternativa	3 horas	1 día	lun 25/03/19	lun 25/03/19	
6	P.T.5	👉	Busqueda adicional de información	27 horas	15 días	lun 25/03/19	vie 12/04/19	
7	P.T.6	👉	Cálculo y diseño de la depuración	20 horas	15 días	lun 15/04/19	vie 03/05/19	
8	P.T.7	👉	Análisis económico	8 horas	10 días	lun 06/05/19	vie 17/05/19	
9	P.T.8	👉	Análisis ambiental	6 horas	2 días	lun 20/05/19	mar 21/05/19	

9. Diseño y dimensionamiento de la depuradora

Como se ha comentado anteriormente, en el dimensionamiento de la planta de depuración existen ciertos aspectos que condicionan la idoneidad de los tratamientos a implantar. Entre los factores más importantes se encuentran:

Los relativos al terreno de ubicación de la EDAR:

- Superficie disponible.
- Coste de los terrenos.
- Distancia a la red de colectores existentes y altimetría de los terrenos.
- Identificación de posibles puntos de vertido.
- Identificación de vías de acceso a los terrenos.
- Características geotécnicas y topográficas de los terrenos.
- Determinación del nivel freático y de los niveles esperados de crecidas de cursos de agua cercanos.

Los relativos a la climatología:

- Precipitación media mensual y anual.
- Caracterización de las tormentas (intensidad-duración).
- Temperaturas medias, máximas y mínimas mensuales.
- Horas de sol mensuales.
- Humedad relativa ambiente mensual.
- Evaporación mensual.

Por otro lado, como es lógico, se deben cumplir las directivas medioambientales para la depuración de aguas en aglomeraciones menores de 2.000 h.e. como se ha comentado previamente (Tabla 2). También hay que decidir qué se va a hacer con el efluente regenerado, esto es, que utilidad se le va a dar al agua tratada.

La estación depuradora debe dimensionarse para tratar el caudal y la carga contaminante que se genera en la aglomeración urbana y obtener los resultados exigidos para el efluente de salida. Para ello se tienen que considerar ciertos parámetros de las aguas residuales brutas como son; la carga orgánica (DBO₅ y DQO), los sólidos en suspensión (SS) y nutrientes (N_T y P_T).

En caso de no tener los parámetros de las aguas a tratar se puede hacer una estimación de los mismos con datos de poblaciones cercanas con características similares, en este caso, se ha hecho uso de datos bibliográficos (Tabla 1) por no disponer de datos reales, se han hecho los cálculos para aguas con una carga media-alta de contaminante. En lo relativo al caudal, se ha supuesto que el volumen de aguas residuales urbanas a tratar por habitante y día es 190 L·(hab·día)⁻¹, según lo establecido en el anexo II de la Orden MAM/85/2008 para poblaciones menores de 10.000 h.e. con una actividad comercial media.

9.1. Cálculo de caudales y cargas de las ARUs a tratar

La capacidad nominal de una EDAR se determina teniendo en cuenta la carga de materia contaminante a tratar en tiempo seco, adicionada con la carga en tiempo de lluvias, midiéndose en kg DBO₅·día⁻¹. Mientras que el tamaño de la población se mide en habitantes equivalentes, estimando una carga de 60 g DBO₅·(hab·día)⁻¹:

$$250 \frac{\text{mg DBO}_5}{\text{L}} \cdot 190 \frac{\text{L}}{\text{hab} \cdot \text{día}} \cdot \frac{1 \text{ g}}{10^3 \text{ mg}} = 47,5 \frac{\text{g DBO}_5}{\text{hab} \cdot \text{día}}$$

$$\text{habitantes equivalentes} = \frac{47,5 \frac{\text{g DBO}_5}{\text{hab} \cdot \text{día}}}{60 \frac{\text{g DBO}_5}{\text{h. e.} \cdot \text{día}}} \cdot 1.500 \text{ hab} = 1.188 \text{ h. e.}$$

Los parámetros que se tienen que conocer para hacer un diseño adecuado son:

- Caudal diario nominal o de diseño (m³·día⁻¹).
- Caudal horario medio (m³·h⁻¹).
- Caudal horario punta en tiempo seco (m³·h⁻¹).
- Caudal horario punta en tiempo de lluvia (m³·h⁻¹).

El caudal nominal de diseño coincide con el caudal medio diario en tiempo seco y para su definición se debe tener en cuenta:

- Las aguas residuales urbanas, Q_{ARU} (m³·día⁻¹).
- Las aguas residuales de actividades industriales, Q_{IND}, que no deben representar más del 25 % de la carga a tratar en DBO₅.
- Las aguas parásitas, Q_{AP} (m³·día⁻¹).

$$Q_D = Q_{ARU} \cdot C_F + Q_{IND} + Q_{AP}$$

Donde:

Q_D: caudal nominal o de diseño (m³·día⁻¹).

C_F: coeficiente multiplicador cuyo valor oscila entre 1,5 y 3. Siendo un coeficiente de seguridad para asumir el posible error en la estimación de caudal. Este valor depende de las características y tamaño de la población por lo que se toma un valor de 1,8. [8]

$$Q_D^1 = 1.188 \text{ h. e.} \cdot 190 \frac{\text{L}}{\text{h. e.} \cdot \text{día}} \cdot \frac{1 \text{ m}^3}{10^3 \text{ L}} \cdot 2 = 451,44 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

¹ No se consideran las aguas residuales vertidas por la industria ni las aguas parásitas para realizar este cálculo.

El caudal punta horaria en tiempo seco es un parámetro importante para el dimensionamiento hidráulico de la instalación y se puede calcular de la siguiente forma:

$$Q_{PTS} = Q_{PARU} \cdot C_F + Q_{PIND} + Q_{AP}$$

Donde:

Q_{PTS} : caudal punta horario en tiempo seco ($m^3 \cdot h^{-1}$).

Q_{PARU} : caudal punta horario de las aguas residuales urbanas ($m^3 \cdot h^{-1}$).

Q_{PIND} : caudal punta horario de las aguas residuales de actividades industriales ($m^3 \cdot h^{-1}$).

Q_{AP} : caudal medio de las aguas parásitas ($m^3 \cdot h^{-1}$).

En las poblaciones pequeñas las fluctuaciones de las aguas residuales a lo largo del día son muy importantes, en ocasiones superan más de 4 veces el caudal medio. Como no se dispone de datos reales, para calcular el caudal punta horaria se utiliza:

$$Q_{PTS} = Q_{m,h} \cdot C_P$$

Donde:

$Q_{m,h}$: caudal medio horario ($m^3 \cdot h^{-1}$).

C_P : coeficiente punta, que en pequeñas poblaciones puede llegar hasta un valor de 4 según la Agencia de Rhin-Meuse para pequeñas poblaciones.

Como no existen valores, para poblaciones entre 1.000 y 2.000 h.e. se recomienda un coeficiente de 2,5. [8]

$$Q_{PTS} = 451,44 \frac{m^3}{día} \cdot \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}} \cdot 2,5 = 47,03 \frac{m^3}{h}$$

9.2. Obra de llegada

En la práctica se trata de una arqueta a la que llegan todos los colectores con las aguas residuales a tratar. Para los casos puntuales en los que el volumen de agua en la recepción de la planta sea superior al caudal de diseño se debe disponer de un aliviadero para evacuar el excedente de agua sin tratar.

La función que cumple el vertedero es aliviar los caudales que lleguen a la cabecera de la depuradora cuando se supere la capacidad de tratamiento de la EDAR.

El diseño de la obra de llegada se tiene que realizar en función del caudal máximo de agua residual. Como caudal máximo se tiene el caudal de punta horario en tiempo seco, $47,03 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$, o lo que es lo mismo, $1128,72 \text{ m}^3 \cdot \text{día}^{-1}$. Teniendo en cuenta el poder de amortiguación del sistema, la obra de llegada se va a diseñar para un caudal de diseño de $500 \text{ m}^3 \cdot \text{día}^{-1}$. Por lo que a caudal horario punta el agua que deberá evacuar el aliviadero es:

$$Q_{\text{aliviadero}} = Q_{\text{PTS}} - Q_{\text{diseño}} = 1128,72 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} - 500 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} = 628,72 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Para el caso de las pequeñas depuradoras, lo más frecuente es emplear un vertedero rectangular de pared delgada [8]. Para su cálculo se va a hacer uso de la fórmula de Bazin:

$$Q = C \cdot m_{\text{vp}} \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad \text{donde} \quad \begin{cases} C = 1 + 0,55 \cdot \frac{h^2}{(h + P)^2} \\ m_{\text{vp}} = 0,405 + \frac{0,003}{h} \end{cases}$$

Siendo:

$Q_{\text{aliviadero}}$ = caudal vertido por el aliviadero ($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)

μ = coef. de caudal de vertedero (adimens.)

b = longitud del vertedero (m)

h = altura de lámina de agua sobre vertedero (m)

$g = 9,81 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$

Esto es aplicable cuando el calado del vertedero (P) tiene una altura entre 0,2 m y 2 m, mientras que la altura de la lámina (h) entre 0,1 m y 0,6 m. Tomando como altura de calado 0,6 m y altura de lámina 0,1 m, la longitud del aliviadero (b) es 11 cm.

9.3. Pretratamiento

La etapa de pretratamiento consta de un desarenador y un desbaste grueso y fino. Habitualmente el desarenador se coloca posterior al desbaste pero se ha considerado que con esta disposición se van a eliminar parte importante de los sólidos gruesos y de arenas [8]. De este modo se pretende evitar la acumulación excesiva de arena y materia orgánica en los canales de desbaste. En periodos de tormentas el desarenador también servirá como etapa de protección del desbaste ante los sólidos que se puedan arrastrar.

9.3.1. Desarenador

Con el desarenador se busca sedimentar aquellas partículas de más de 0,2 mm de diámetro. Para ello se debe diseñar un equipo que permita reducir la velocidad del agua por debajo de la velocidad de sedimentación de las partículas, del orden de $1\text{m}\cdot\text{min}^{-1}$, y así el tiempo que tarda en recorrer horizontalmente el desarenador sea mayor que el que tarda en decantar.

$$t_s = \frac{h}{V_s}$$
$$t_r = \frac{L}{V_n} = \frac{L \cdot B \cdot h}{Q_{\text{diseño}}}$$

Se estima que la longitud del canal sea de 1,5 m, mientras que la anchura del mismo y la profundidad sea 0,3 m y 0,6 m, respectivamente. Conocidas las medidas del canal se podrá conocer la velocidad de la corriente de aguas residuales:

$$V_n = 1,93 \frac{\text{m}}{\text{min}} = 0,032 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

Este tipo de dispositivos son muy difíciles de dimensionar correctamente debido al bajo caudal del sistema. Como la velocidad horizontal es muy baja, por debajo de $0,3 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, podrá sedimentar la materia orgánica, por lo que junto con las arenas y sólidos gruesos también habrá que extraer la materia orgánica que sedimentará para evitar malos olores debidos a la descomposición.

Mediante el desarenador se estima que se va a retirar de la corriente de entrada el 20 % de los sólidos en suspensión, el 15 % de la DBO_5 y el 15 % de la DQO.

9.3.2. Desbaste

Las aguas residuales pueden ir acompañadas de todo tipo de elementos sólidos arrastrados. Para evitar las obstrucciones en el sistema, los sólidos de tamaño mediano-pequeño deben eliminarse antes de que el agua sea tratada. Por este motivo se diseña un canal con rejas para separar los residuos del agua a tratar.

Habitualmente, se utilizan dos tipos de rejas para realizar la separación, la primera denominada reja de gruesos y seguido de una reja de finos. El objetivo de ambas es el mismo pero su diferencia radica en el haz de paso entre barrotes ya que la primera reja atrapa sólidos de un volumen mayor que la segunda.

Las rejas de gruesos tienen un paso libre entre barrotes de entre 20 y 60 mm, mientras que las rejas de finos tienen un paso libre aproximado de entre 6 y 12 mm. Para reducir el uso de sistemas eléctricos, la limpieza de las rejas será manual, para lo que deberá

tenerse en cuenta la disposición de un cesto para recoger los sólidos donde se escurran los desechos para disminuir su peso.

- Rejas de gruesos

$$W = \frac{Q}{V \cdot h} \cdot \frac{E + e}{E} \cdot C$$

Donde:

W = anchura del canal

Q = caudal de diseño

E = luz entre barrotes

e = grosor del barrote

C = coef. de colmatación, normalmente se toma 30 %, 1,3

$$W = 0,31 \text{ m}$$

$$h = 0,58 \text{ m}$$

Según estos cálculos se va a poder realizar una continuidad del canal del desarenador ya que la anchura y profundidad de ambos son prácticamente iguales.

Se va a calcular la reja de finos para comprobar si también es posible montar en el canal la reja de finos

- Rejas de finos

$$W = 0,35 \text{ m}$$

$$h = 0,52 \text{ m}$$

Al igual que pasaba con el desarenador, el caudal es pequeño por lo que no se cumplen las velocidades de los estándares de diseño. Con el desbaste se pretende eliminar, respecto de la corriente de entrada, el 30 % de los sólidos en suspensión, y el 10 % de la DBO₅ y la DQO.

9.4. Tratamiento primario: tanque Imhoff

Los tanques Imhoff son equipos utilizados fundamentalmente en casas aisladas, al igual que las fosas sépticas, y en reducidos núcleos de población como único tratamiento de las aguas residuales. En este caso, se pretende implantar como tratamiento primario principalmente, para reducir el contenido en sólidos en suspensión de las aguas residuales.

Están formados por un único depósito, en el que se diferencian dos partes; la zona de sedimentación, que se sitúa en la parte superior y la zona de digestión de los sólidos decantados, que se encuentra en la zona inferior del depósito. Como se puede ver en la Ilustración 2, la disposición de ambas zonas impide que los gases y partículas de fango de la zona de digestión pasen a la zona de decantación, evitándose la interferencia de los gases de la digestión en la decantación de los sólidos en suspensión. De este modo se aumenta la reducción de los sólidos sedimentables respecto de las fosas sépticas.

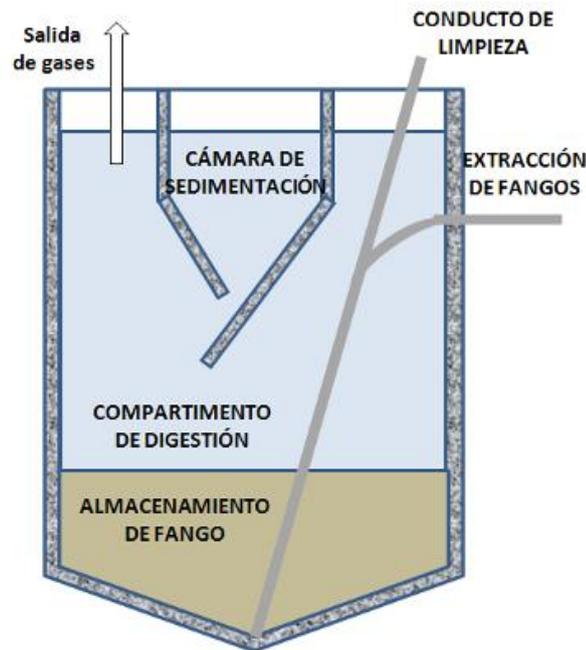


Ilustración 2. Esquema tanque Imhoff. [3]

En los tanques Imhoff se dan dos procesos para la eliminación:

- Físicos: por la gravedad se separan los sólidos sedimentables presentes en las aguas residuales de los sólidos flotantes, entre ellos los aceites y las grasas.
- Biológicos: la fracción orgánica de los sólidos acumulados en el fondo del tanque sufren una degradación anaerobia, reduciendo su volumen y desprendiendo biogás (mezcla de metano y dióxido de carbono), y en menor cuantía compuestos del azufre, responsables de los olores fétidos.

Como se ha descrito previamente, antes del tratamiento primario es recomendable la implantación del desbaste en doble canal, contando uno de los canales con una reja de gruesos de limpieza, a la que sigue otra reja de finos, mientras que el otro canal se dispone de una reja de gruesos de limpieza manual. Previo al desbaste, se instala un desarenador estático de limpieza manual. De este modo que así quedaría el esquema de la instalación del pretratamiento y del tratamiento primario:

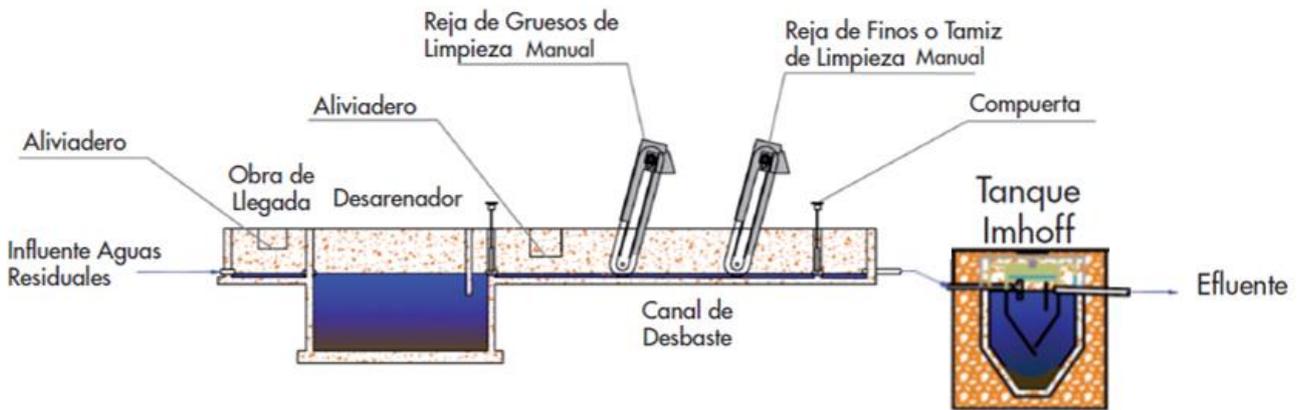


Ilustración 3. Diagrama de flujo del pretratamiento y tratamiento primario de una EDAR (alzado). [8]

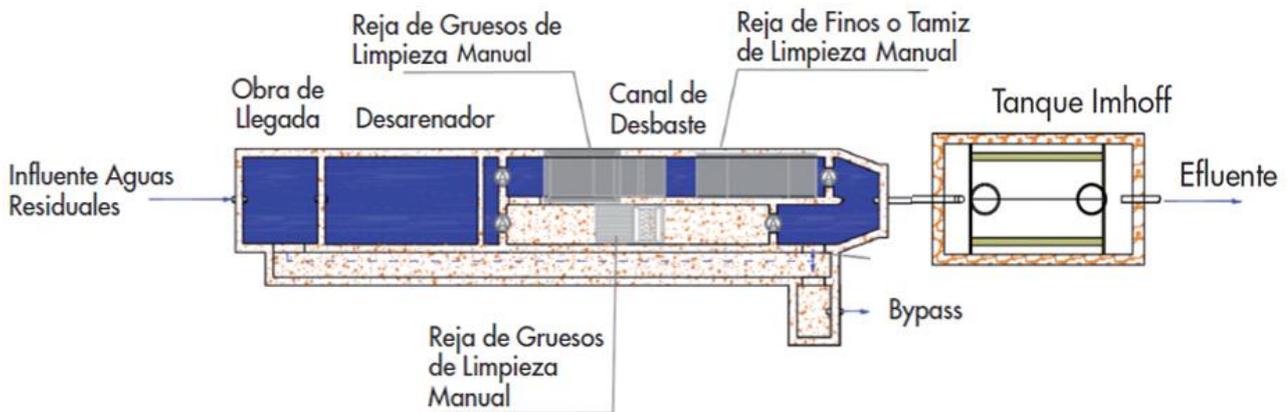


Ilustración 4. Diagrama de flujo del pretratamiento y tratamiento primario de una EDAR (planta).

Con la utilización del tanque Imhoff se busca la eliminación de los sólidos en suspensión y sedimentables, es por ello que se realizará el mejor diseño fijándose en este parámetro. En la siguiente tabla (Tabla 6) se muestran rendimientos medios de estos equipos:

Tabla 6. Rendimientos de eliminación medios de tanques Imhoff. [5]

Parámetro	Reducción (%)
Sólidos en suspensión ($\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$)	60-70
DBO_5 ($\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$)	30-40
DQO ($\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$)	30-40
N ($\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$)	10-20
P ($\text{mg}\cdot\text{L}^{-1}$)	0-5
Coliformes fecales (UFC/100 mL)	50-75

La capacidad máxima de diseño de los tanques Imhoff suele estar en torno a los 500-1.000 h.e. por sus limitaciones constructivas, ya que son instalaciones de una profundidad importante (> 6 m). Pese a ello, son utilizados para poblaciones de más de 2.000 h.e. con cámaras de sedimentación de doble canal o instalando varias unidades en paralelo.

Son equipos que se suelen instalar enterrados completamente por lo que los factores climáticos no afectan demasiado en su comportamiento, aunque sí es cierto que en lugares donde se dispone de redes de saneamiento unitarias y elevada pluviometría hacen que el caudal a tratar sea importante. Este factor es importante a la hora de diseñar el tanque Imhoff ya que es un sistema fiable, siempre que haya sido diseñado adecuadamente a los caudales y cargas máximas que recibirá.

Para realizar el diseño del tanque Imhoff es necesario conocer ciertos datos relativos a la corriente de aguas residuales a tratar:

- Caudal medio de las aguas a tratar, $Q_{m,d}$ ($\text{m}^3\cdot\text{día}^{-1}$).
- Caudal máximo de las aguas a tratar, $Q_{m\acute{a}x}$ ($\text{m}^3\cdot\text{h}^{-1}$).
- Población equivalente a tratar, h.e., calculada en base al caudal medio y a la concentración de DBO_5 de las aguas a tratar.

Para el correcto dimensionamiento de las zonas de decantación y de digestión se tienen en cuenta varios criterios:

- Zona de decantación: se dimensiona para que la velocidad ascensional sea de $1,0-1,5 \text{ m}\cdot\text{h}^{-1}$ a caudal máximo y para que el tiempo de retención hidráulica sea del orden de 90-120 minutos a caudal máximo.
- Zona de digestión: para un tiempo de digestión del fango de 6 meses, el valor recomendado para el dimensionamiento se sitúa en torno a $0,07 \text{ m}^3\cdot\text{h}\cdot\text{e}^{-1}$.
- El valor de carga superficial suele ser de $1 \text{ m}^3\cdot(\text{m}^2\cdot\text{h})^{-1}$.

- Los tanques Imhoff rectangulares suelen tener una relación longitud:anchura de entre 3:1 y 5:1.
- Las paredes inferiores de la zona de sedimentación forman un ángulo de entre 50° y 60° con la horizontal, sobresaliendo uno de los laterales 0,25 m sobre el otro para evitar la entrada de gases y fangos en la zona de sedimentación.
- El tiempo de retención hidráulica suele situarse entre 1,5 y 2,5 h, siendo el valor más habitual el de 2 h.

Para evitar un sobredimensionamiento del tanque Imhoff se cree conveniente disponer de dos tanques en paralelo y así dar mayor estabilidad al sistema en caso de aumento de caudal a tratar en épocas de lluvia, o tormentas con descargas importantes de lluvia y al mismo tiempo conseguir una depuración efectiva, igualmente, que realizar labores de mantenimiento afectando lo mínimo posible en la depuración.

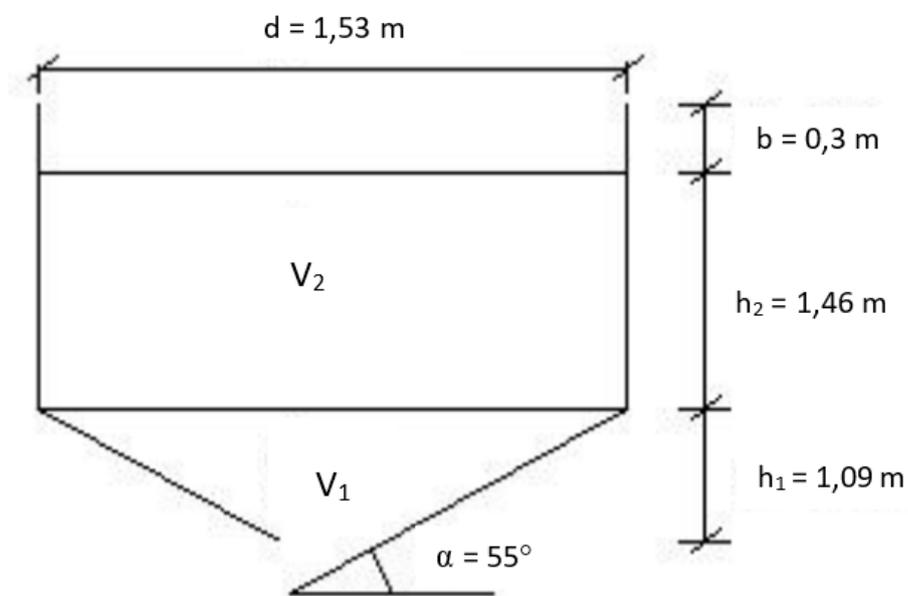


Ilustración 5. Alzado decantador de un tanque Imhoff. [fuente propia]

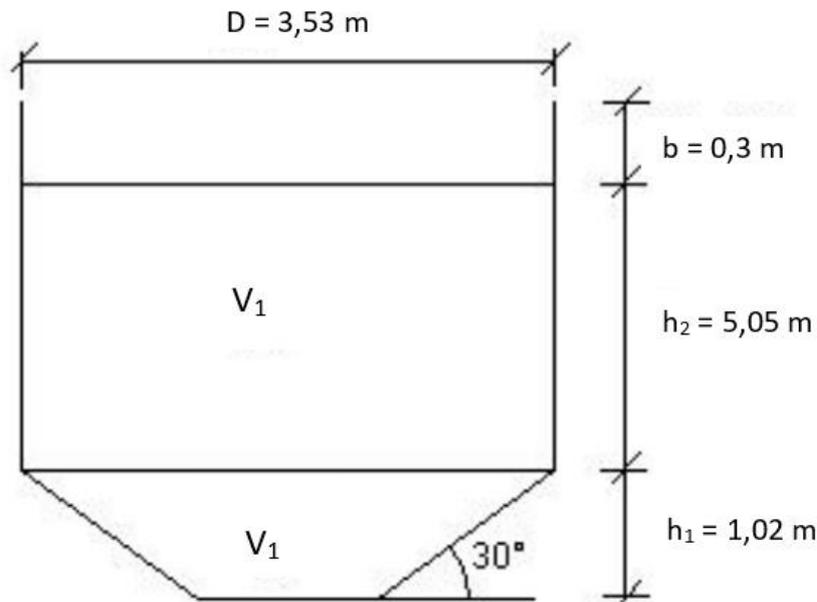


Ilustración 6. Alzado digester de un tanque Imhoff. [Fuente propia]

9.4.1. Generación de biogás

Para calcular la producción de biogás en el tanque Imhoff se va a tener en cuenta la masa de DQO que es eliminada. Tomando como válido que el rendimiento de digestión sea alrededor del 70 %, esto es, que el 70 % de los lodos se digieren para transformarse en biogás y el 30 % restante queda como lodo en el digester, se pueden calcular los kilos de DQO que se eliminan:

$$DQO_{\text{eliminada}} = DQO_{\text{entr}} - DQO_{\text{sal}} = 38,9 \frac{\text{kg}}{\text{día}} DQO$$

$$\begin{aligned}
 DQO_{\text{eliminada}} &= DQO_{\text{entr}} - DQO_{\text{sal}} = 573,8 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \cdot \frac{30}{100} \cdot \frac{10^3 \text{L}}{1 \text{m}^3} \cdot \frac{1 \text{kg}}{10^6 \text{mg}} \cdot 225,72 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \\
 &= 38,9 \frac{\text{kg}}{\text{día}} DQO
 \end{aligned}$$

Como se ha comentado, se digiere el 70 % de la DQO y según la relación de 0,35 m³ CH₄/kg DQO [9], el volumen de biogás que se genera es:

$$CH_{4\text{generado}} = \frac{0,35 \text{ m}^3 CH_4}{\text{kg DQO}} \cdot 38,9 \frac{\text{kg}}{\text{día}} \cdot \frac{70}{100} = 9,5 \frac{\text{Nm}^3}{\text{día}} CH_4$$

La composición del biogás es variable pero de forma general el metano suele ser entorno al 50-70 % del total, el CO₂ el 30-40 % y menos del 5 % son H₂, H₂S y otros gases. Particularizando para un biogás con un 70 % de CH₄, 28 % CO₂ y entorno al 2 % otros gases, el poder calorífico es de 6 000 kcal/m³ y la producción del mismo es de 13,6

Nm³/día de biogás. Este combustible podría ser utilizado para el autoconsumo de la planta o para sufragar parte del gasto energético del municipio.

9.4.2. Producción de fangos

Los fangos que se van acumulando en el tanque Imhoff deben ser extraídos periódicamente, con una frecuencia de 4 extracciones al año para que el volumen útil de los tanques no se vea muy disminuido. La generación de fangos se estima en unos 150-200 L/h.e.·año. [8]

9.5. Tratamiento secundario: humedal artificial de flujo superficial con filtro de macrófitas en flotación (FMF)

Las tecnologías no convencionales priorizan la sostenibilidad y eficiencia frente a las depuradoras convencionales que se basan en un mayor rendimiento y productividad. La depuración con métodos extensivos se basa en la depuración de las aguas de forma natural, sin aportes de energía, en detrimento de la superficie necesaria para llevar a cabo el proceso.

Mediante el tratamiento secundario con el filtro de macrófitas en flotación se pretende reducir la DBO₅ y DQO, así como algunos nutrientes presentes en el agua (N y P), microorganismos patógenos y los posibles sólidos en suspensión que no se hayan eliminado en etapas previas.

Los humedales artificiales son sistemas para la depuración de agua donde se imita el funcionamiento de los humedales naturales para eliminar las sustancias contaminantes [7]. El ecosistema artificial lo conforman:

- Las balsas o canales excavados para construir el humedal.
- Los sistemas necesarios para la flotación y asentamiento de las plantas.
- La flora elegida (normalmente macrófitas emergentes) que se desarrollará en el humedal.

La depuración tiene lugar cuando circula el agua residual a través del humedal y se dan ciertos procesos físicos, químicos y biológicos [10]. El tratamiento se da gracias a las mismas plantas acuáticas emergentes (carrizos, juncos, enneas, etc.) que existen en los humedales naturales. Estas plantas toleran bien la falta de oxígeno debido a sus canales internos [11].

Este tipo de humedales se emplean como los humedales horizontales de flujo superficial salvo que la lámina de agua tiene mayor profundidad y se utiliza una mayor densidad de plantas (10-40 plantas/m²).

Las plantas absorben e incorporan los nutrientes en su propia estructura y funcionan como sustrato para los microorganismos, que ayudan a la eliminación de nutrientes mediante procesos químicos. Durante la fotosíntesis las macrófitas absorben el O₂ y CO₂ atmosférico, mientras que se nutren mediante las sustancias presentes en el agua residual [12]. La elevada densidad de plantas reduce el paso de luz de agua, lo que disminuye la transferencia de gases entre el agua y el aire.

La variedad de macrófitas empleadas en fitodepuración es limitado lo que reduce el uso de especies autóctonas en algunos casos. Dentro de las plantas, se estudiarán aquellas que son emergentes o flotantes y no invasoras.

- Espadaña/enea (*Typha spp.*)

Es una macrófita que se encuentra en el margen más interior de la de los cursos de aguas lentas. Se trata de plantas con sistemas radicular arraigado en el fango o fondo del humedal. Son plantas herbáceas perennes, erectas y pueden alcanzar más de 3 m de altura. [6]

Se pueden utilizar las especies *T. latifolia L.*, *T. angustifolia* y *T. domingensis* como autóctonas. Estas enneas son helófitas de climas templados o templado-fríos ya que son capaces de desarrollarse a temperaturas entre 10 y 30 °C, siendo *T. angustifolia* la que prefiere las temperaturas más frescas. Son utilizadas en la eliminación de materia orgánica, nitrógeno y fósforo en climas templados. [6]

- Carrizo (*Phragmites australis*)

Esta planta acuática perteneciente a la familia de las gramíneas, es una herbácea perenne, erecta y muy robusta que puede alcanzar más de 3 m de altura.

Su gran tolerancia a medios alterados hace que desplace otras especies y se extienda rápidamente, el incremento de su población en algunos casos puede considerarse como especie invasiva no deseable. Su tolerancia a distintos parámetros de contaminación es muy amplia y presenta la ventaja sobre las enneas de que sus rizomas penetran de forma vertical y profundamente, por lo que oxigenan positivamente el agua.

- Juncos (*Scirpus spp.*)

El género *Scirpus* se encuentra dentro de la familia de las *Cyperaceae* que son herbáceas, perennes o anuales. Comprende unas 35 especies, de las que unas 15 se distribuyen naturalmente en la península ibérica. Algunas son de aplicación para el tratamiento de aguas residuales en humedales artificiales, entre las que destacan; *S. lacustris* y *S. holochoenus*.

Son plantas de climas templados, que prosperan en posiciones soleadas, tolerando un amplio rango de pH-s (4-9). Se puede decir que soportan bien los niveles normales de contaminación orgánica en aguas residuales.

- Lenteja de agua (*Lemma spp.*)

El género de *Lemma* son plantas acuáticas herbáceas flotantes no enraizadas de pequeño tamaño. Su distribución es prácticamente cosmopolita en ambientes acuáticos y crecen en aguas eutrofizadas.

Las *Lemmaceae* crecen bien en medios acuáticos con contaminación orgánica o medios eutrofizados, lo que permite reducir la concentración de algas del efluente, a consecuencia del efecto de sombreo creado por la cobertura de la lámina de agua.

El dimensionamiento del humedal viene dado por el requisito legal mediante el cual se pise que la concentración en DBO_5 sea inferior a 25 mg/L. Posteriormente se verificará cual es el rendimiento de eliminación para el resto de parámetros.

El tratamiento primario constituido por un tanque Imhoff, que tiene por objeto eliminar la mayor parte de las partículas en suspensión que, de no retirarse, podrían provocar la rápida colmatación de la superficie filtrante. En el caso de los humedales de flujo subsuperficial horizontal los efluentes del tratamiento primario alimentan de forma continua el humedal.

En ocasiones, se diseñan sistemas con la combinación de humedales artificiales de diferente tipología. Por ejemplo, la colocación tras el humedal de flujo subsuperficial de un humedal de flujo superficial permite mejorar la calidad del agua tratada, al incrementarse, entre otros, la eliminación de organismos patógenos. En ocasiones se recurre a la combinación de humedales artificiales subsuperficiales verticales y horizontales para nitrificar en la primera etapa y desnitrificar en la segunda, lo que permite disminuir la concentración de nitrógeno en el agua residual.

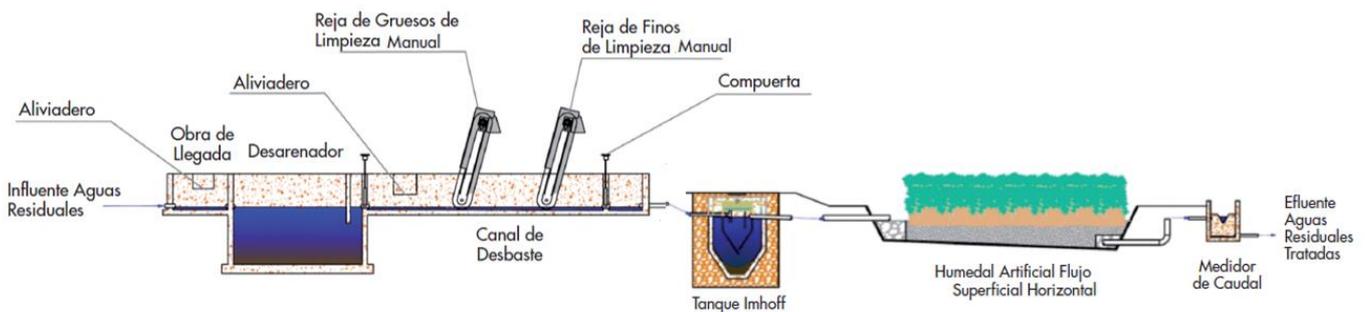


Ilustración 7. Diagrama de flujo de humedales artificiales de flujo horizontal. [8]

Para el tratamiento de aguas residuales con humedales artificiales de alcanzan unos rendimientos medios que se recogen en la siguiente tabla (Tabla 7):

Tabla 7. Rendimientos medios de los humedales artificiales subsuperficiales. [8]

Parámetro	HAFS	HAFSS	FMF
	Reducción (%)	Reducción (%)	Reducción (%)
Sólidos en suspensión	85-95	90-95	90-95
DBO ₅ (mg·L ⁻¹)	80-95	85-95	80-95
DQO (mg·L ⁻¹)	80-95	85-95	80-95
N _{total} (mg·L ⁻¹)	30-60	40-70	40-65
P _{total} (mg·L ⁻¹)	20-30	20-30	20-30
Coliformes fecales (UFC/100 mL)	1-2 u log	1-2 u log	1-2 u log

El área superficial necesaria limita su aplicación a poblaciones de menos de 2.000 h.e., siendo más recomendables para aquellas por debajo de 1.000 h.e. Esto se debe a que estas instalaciones requieren aproximadamente 5 m² por habitante equivalente, siempre y cuando el funcionamiento del tratamiento primario sea óptimo. Este caso se ha tomado un rendimiento en la eliminación de la demanda biológica de oxígeno (DBO₅) del 30 % en el tratamiento primario.

En los humedales artificiales de filtro de macrófitas en flotación, el hecho de que las aguas no tengan un contacto directo con el aire, como puede ser en el caso de las lagunas, y la protección térmica que ejerce la biomasa muerta, ayudan a disminuir el impacto de las bajas temperaturas sobre los rendimientos de depuración. Aun así, en periodos invernales donde se dan las temperaturas más bajas, se detectan importantes descensos en los rendimientos de eliminación de nitrógeno amoniacal. Como las condiciones más desfavorables para la depuración se dan con temperaturas bajas, es habitual tomar como temperatura de diseño la temperatura media del mes más frío.

Las características del terreno juegan un papel importante para la aplicación de esta tecnología ya que hay que realizar excavaciones y es necesario la impermeabilización del suelo. Por ello los mejores terrenos son aquellos que sean fácil de excavar, con un nivel de impermeabilidad medio-alto y con el nivel freático bajo.

Los modelos más extendidos en el diseño de los humedales de flujo subsuperficial horizontal consideran el sistema como un reactor de flujo pistón, que sigue cinéticas de primer orden para la eliminación de los distintos contaminantes. Siendo la ecuación utilizada para calcular la superficie necesaria [8]:

$$S = L \cdot A = \frac{Q_{\text{diseño}} \cdot \ln\left(\frac{C_{\text{entr}}}{C_{\text{sal}}}\right)}{K_T \cdot h \cdot \varphi_s}$$

Donde:

S = superficie necesaria del humedal (m^2).

L = longitud del humedal (m).

A = anchura del humedal (m).

$Q_{\text{diseño}}$ = caudal medio de alimentación ($m^3 \cdot \text{día}^{-1}$).

C_{entr} = concentración del contaminante en el agua de entrada ($mg \cdot L^{-1}$).

C_{sal} = concentración del contaminante en el agua de salida ($mg \cdot L^{-1}$).

K_T = constante de reacción (día^{-1}).

h = profundidad de la lámina de agua (m). En los humedales artificiales con filtro de macrófitas en flotación oscila entre 0,5 y 2 m.

φ_s = porosidad del sustrato filtrante (en fracción), siendo un valor típico para humedales superficiales horizontales 0,6 y 0,75.

La dependencia de la constante de reacción K_T con la temperatura, viene dada por la expresión:

$$K_T = K_{\text{ref}} \cdot \theta_{\text{ref}}^{(T_w - T_{\text{ref}})}$$

Donde:

K_{ref} = constante de reacción a la temperatura de referencia (día^{-1}).

T_w = temperatura del agua considerada en el diseño ($^{\circ}\text{C}$), normalmente la temperatura media del mes más frío.

T_{ref} = temperatura de referencia a la que se ha calculado el coeficiente θ_{ref} , 20°C .

θ_{ref} = coeficiente de temperatura (adimensional).

Los valores del K_{ref} y θ_{ref} para la eliminación de DBO_5 , NH_4^+ y NO_3^- se recogen en la siguiente tabla (Tabla 8):

Tabla 8. Valores de K_{ref} y θ_{ref} para cada tipo de contaminante. [11]

Contaminante a eliminar		DBO_5	NH_4^+ nitrificación	NH_4^+ desnitrificación
Humedales artificiales de flujo superficial horizontal	K_{ref} (día^{-1})	0,678	0,2187	1
	θ_{ref} (día^{-1})	1,06	1,048	1,15

Para calcular la constante de reacción se tiene en cuenta que las constantes de referencia son para 20°C temperatura y la temperatura de diseño se ha tomado 10°C , teniendo en cuenta que el agua usada es embalsada, y no de flujo libre.

$$K_T = K_{\text{ref}} \cdot \theta_{\text{ref}}^{(T_w - T_{\text{ref}})} = 0,678 \cdot 1,06^{(10 - 20)} = 0,379 \text{ día}^{-1}$$

$$S = L \cdot A = \frac{Q_{\text{diseño}} \cdot \ln\left(\frac{C_{\text{entr}}}{C_{\text{sal}}}\right)}{K_T \cdot h \cdot \varphi_s} = 3.569,6 \text{ m}^2$$

Un humedal formado por un único canal de esta longitud no es viable ni práctico por lo que se ha decidido diseñar un humedal que esté formado por 10 canales en serie conectados consecutivamente donde cada uno de ellos tiene una anchura de 3,5 m y 102 m de longitud.

Mediante el cálculo de la superficie ya se ha establecido el rendimiento estimado para la DBO₅ (90 %), pero es necesario conocer si el rendimiento del sistema para otros parámetros como la DQO, N_T, P_T y los sólidos suspendidos es aceptable.

9.5.1. Eliminación DQO

Para calcular el rendimiento de eliminación de la demanda química de oxígeno se va a estimar de forma teórica mediante la relación entre la DBO₅ y la DQO en el flujo de entrada a la EDAR:

$$\text{relación} = \frac{\text{DBO}_5}{\text{DQO}} = \frac{250 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{750 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} = \frac{1}{3}$$

Suponiendo que esta relación de concentraciones se mantiene en todo el sistema:

$$\text{DQO}_{\text{salida}} = \frac{25 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{\frac{1}{3}} = 75 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \text{O}_2$$

Se cumple con la concentración máxima admisible en el flujo efluente que es de 125 mg/L.

9.5.2. Eliminación de sólidos en suspensión

La eliminación de sólidos en suspensión totales ocurre principalmente en los procesos físicos. La materia orgánica en suspensión presente en el agua se elimina en el humedal al ser metabolizada por los microorganismos presentes en las raíces, mientras que los sólidos no biodegradables se eliminan en el pretratamiento y en el tratamiento primario.

El rendimiento de la eliminación de sólidos en el humedal y en la depuradora respectivamente es:

$$rdto_{\text{humedal}} = \frac{61,6 \frac{\text{mg}}{\text{L}} - 8,7 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{61,6 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} \cdot 100 = 85,9 \%$$

$$rdto_{EDAR} = \frac{275 \frac{\text{mg}}{\text{L}} - 8,7 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{275 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} \cdot 100 = 96,8 \%$$

9.5.3. Eliminación nitrógeno

El nitrógeno es un compuesto presente en las aguas residuales que debe ser eliminado porque reduce el oxígeno disuelto en el agua, es tóxico para el ecosistema acuático y es responsable de la eutrofización de las aguas. Puede encontrarse presente en forma de diversos compuestos, pero por múltiples procesos el nitrógeno se convierte en nitrógeno amoniacal ($\text{NH}_3\text{-N}$). Para la eliminación del nitrógeno se tiene que dar el proceso de nitrificación-desnitrificación. Mediante estas dos etapas se consigue que el nitrógeno amoniacal se convierta en nitrato (NO_3^-) y posteriormente en nitrógeno en forma de gas (N_2).

El proceso de nitrificación-desnitrificación permite eliminar 17,5 mg/L nitrógeno, siendo el rendimiento del humedal y del sistema en la eliminación de nitrógeno:

$$rdto_{\text{humedal}} = \frac{17,5 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{56,3 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} \cdot 100 = 31,1 \%$$

$$rdto_{EDAR} = \frac{17,5 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{62,5 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} \cdot 100 = 28 \%$$

Como el rendimiento es bastante bajo, se plantea la opción de introducir unas tuberías soplantes en los cuatro primeros canales para oxigenar el agua y así favorecer la etapa de nitrificación. Como desventaja se tiene que tener en cuenta que el consumo de energía aumentaría al tener que instalar unas bombas que inyecten el aire en los canales.

9.5.4. Eliminación de fósforo

La absorción del fósforo por las plantas se da en menor cuantía que con el nitrógeno, donde procesos fisicoquímicos son los que juegan un papel más importante. Para la eliminación de fósforo se tiene que considerar la siguiente fórmula [11]:

$$\frac{C_{\text{sal}}}{C_{\text{entr}}} = \exp\left(-\frac{0,0273 \frac{\text{m}}{\text{día}}}{C_H}\right)$$

Siendo el rendimiento del humedal en la eliminación de fósforo:

$$rdto_{\text{humedal}} = \frac{14,7 \frac{\text{mg}}{\text{L}} - 11,5 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{14,7 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} \cdot 100 = 21,8 \%$$

$$rdto_{\text{EDAR}} = \frac{15 \frac{\text{mg}}{\text{L}} - 11,5 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{15 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} \cdot 100 = 23,3 \%$$

10. Descripción de los resultados

El hecho de disponer del desarenador como primer sistema de la planta, permitirá controlar con mayor facilidad las fluctuaciones del caudal y de la carga de contaminantes. A su vez, diseñar una planta con dos tanques Imhoff permite seguir operando cuando se estén realizando trabajos de limpieza y mantenimiento. En periodos de poco caudal se podrá utilizar únicamente uno y si se hubiera diseñado un único tanque, las dimensiones del mismo serían demasiado grandes, lo que dificultaría enormemente la construcción del mismo.

Los parámetros críticos de diseño utilizados se ajustan a las estimaciones estándares, se puede confirmar que tanto el volumen del tanque, como el de sus compartimentos, los tiempos de retención y el área de venteo son correctos.

En cuanto al humedal artificial de flujo subsuperficial diseñado se puede concluir que la superficie de terreno ocupado es de 3.569,6 m². Normalmente la relación superficie humedal/habitantes equivalentes está entorno a 2-5 dependiendo de la tipología del humedal, en este diseño esa relación se eleva hasta 3 m²/h.e. También es cierto que los valores de seguridad adoptados son ciertamente conservadores ya que el factor pluviométrico no se ha estimado y teniendo en cuenta que se ha diseñado para poblaciones de pequeño tamaño situadas en el interior de la vertiente cantábrica, es bastante posible que en épocas estivales el número de habitantes aumente y en otoño y primavera las precipitaciones sean importantes. [8]

En la siguiente tabla resumen se puede apreciar la reducción de los contaminantes medidos en cada etapa del sistema y el rendimiento global estimado para la depuradora.

Tabla 9. Tabla resumen reducción de los parámetros.

Parámetros	Agua bruta	Pretratamiento				Tratamiento primario		Tratamiento secundario		Reducción total
		Desarenador		Desbaste		Tanque Imhoff		Humedal artif. (FMF)		
Sólidos en suspensión (mg·L ⁻¹)	275	220	20 %	154	30 %	61,6	60 %	8,7	85,9 %	96,8 %
DBO ₅ (mg·L ⁻¹)	250	121,5	15 %	191,3	10 %	133,9	30 %	25	81,3 %	90 %
DQO (mg·L ⁻¹)	750	637,5	15 %	573,8	10 %	401,6	30 %	75	81,3 %	90 %
Nitrógeno total (mg·L ⁻¹)	62,5	-	-	-	-	56,3	10 %	38,8	31,1 %	37,9 %
Fósforo total (mg·L ⁻¹)	15	-	-	-	-	14,7	2 %	11,5	21,8 %	23,3 %

11. Plan de proyecto y planificación

La implantación de este proyecto deberá realizarse en un área amplia en las proximidades de núcleo urbano, y a poder ser aguas abajo, ya que de este modo se podría instalar una bomba de menor potencia para propulsar las aguas residuales, lo que implica un menor costo de maquinaria y de explotación de la depuradora.

Para instalar los tanques Imhoff se requiere de una elevada profundidad en el terreno, por lo que la excavación es un factor importante. Es por ello que el área donde se emplazará el tanque deberá ser un suelo blando con poca roca y donde el lecho rocoso se encuentra a gran profundidad.

Por otro lado, si el suelo donde se va a ubicar el humedal es impermeable, favorecerá en caso de haber aguas subterráneas, que no se contaminen por posibles filtraciones de agua residual del sistema. Aun así, se dispondrá de un geotextil para garantizar la impermeabilidad del sistema y evitar un accidente ambiental.

Para encontrar el suelo más adecuado a las necesidades expresadas anteriormente, se estudiará el suelo de la zona y se realizarán catas para posteriormente elaborar un informe geotécnico donde se proponga el terreno más apropiado para la instalación de la depuradora.

Antes de iniciar las obras se procederá al vallado perimetral de la zona, ya que de este modo se restringirá el acceso a la misma de cualquier persona ajena y se mejorará la seguridad.

Tras la primera tarea, se realizará el desbroce y limpieza del terreno que ocupará la EDAR. En el caso de haber algún árbol autóctono con valor ecológico se valorará su replantación o si es talado dependiendo de las condiciones de los mismos. Así mismo, se extraerán y retirarán de la zona los residuos y basuras para su correcto tratamiento.

Los técnicos realizarán un replanteo de la zona para marcar donde se situará cada tratamiento y que trabajo hay que realizar en cada área.

Una vez definidas las áreas de trabajo, se lleva a cabo la excavación de los humedales ya que el crecimiento de la vegetación es poco controlable y paulatina al inicio. Tras la excavación se realizará un rasanteo y nivelación para conseguir un leve desnivel del 1 % para que las aguas fluyan.

A continuación, se colocará una lámina impermeable sobre las zanjas del humedal y encima un geotextil de protección para posteriormente disponer las plantas en los canales sobre unas mallas y sistemas de fijación (Hidrolution FMF[®]) con una pequeña lámina de agua. La carga y contaminantes del agua se incrementará lentamente para favorecer el adaptabilidad y crecimiento de las plantas mientras sigue la construcción de la EDAR.

Al mismo tiempo que se lleva a cabo la plantación de las macrófitas, se realizan las excavaciones del resto de etapas del tratamiento. Con el fin de facilitar la excavación se ha pensado que sería más interesante dejar que sobresalga 1,5 m del tanque Imhoff sobre el nivel del suelo.

Una vez realizadas las zanjas y canales donde se colorarán el tanque Imhoff y el desarenador y el desbaste, respectivamente, se pasará a la construcción y montaje de los mismos. En este instante también se construirán las arquetas de muestreo y se instalarán las tuberías que conectan las etapas de la EDAR entre sí.

Por último, se construirá una caseta donde se podrán dejar todos los utensilios, contenedores, etc. necesarios para la explotación y mantenimiento de la instalación. Finalizadas todas las obras, se reacondicionarán los accesos y se plantarán arbustos autóctonos en el perímetro de la EDAR para disminuir el impacto visual.

ASPECTOS ECONÓMICOS

Para llevar a cabo el diseño de la EDAR es necesario tener en cuenta los recursos que se utilicen. El estudio se llevaría a cabo desde una ingeniería o empresa con cierta experiencia en la implantación de este tipo de estaciones depuradoras.

El presupuesto se desglosará en varias partidas dependiendo del concepto que se trate, siendo las partidas destacadas aquellas que reflejen las horas de trabajo de las personas involucradas en el proyecto y la amortización de las licencias y recursos utilizados.

Tabla 10. Presupuesto desglosado del diseño del proyecto.

Partida	Concepto	Unidad	Nº unidades	Coste unitario (€/h)	Coste concepto (€)	Coste total (€)
Horas internas	Ingeniera/o superior	h	70	55	3.850	7.850,00
	Ingeniera/o técnico	h	100	40	4.000	
Amortizaciones	Ordenador	h	170	20	3.400	5.912,50
	Licencia CAD	h	60	40	2.400	
	Licencia Office	h	150	0,75	112,50	
Gastos	Material oficina	–	–	–	75	425,00
	Fotocopias	–	–	–	30	
	Artículos y libros	–	–	–	320	
					SUBTOTAL	14.187,50
					Imprevistos (0 %)	0,00
					TOTAL (sin IVA)	14.187,50

Una vez realizado el diseño del proyecto se ha estimado el presupuesto necesario para llevar a cabo este tipo de instalaciones. Al igual que con el presupuesto del diseño, se ha desglosado en diferentes partidas: horas internas, amortizaciones, gastos y subcontrataciones. El personal presente tiene una importante relevancia para ejecutar la obra, sin embargo, esto no se refleja en el presupuesto ya que la partida de gastos se lleva la parte más grande de la inversión. Por otro lado, las subcontrataciones tienen un papel muy significativo, para implantar el tanque Imhoff su construcción la debe realizar

personal especializado y la plantación de las macrófitas la llevará a cabo una empresa de jardinería.

Tabla 11. Inversión inicial del proyecto.

Partida	Concepto	Unidad	Nº unidades	Coste unitario (€/h)	Coste concepto (€)	Coste total (€)
Horas internas	Ingeniera/o superior	h	30	45	1.350,00	34.770,00
	Ingeniera/o técnico	h	40	30	1.200,00	
	Jefe de obra	h	150	10	1.500,00	
	Operarios/peones de obra	h	3840	8	30.720,00	
Amortizaciones	Maquinaria de excavación	h	120	40	4.800,00	12.300,00
	Equipo topográfico	h	25	20	500,00	
	Maquinaria de construcción	h	350	20	7.000,00	
Gastos	Acondicionamiento del terreno	–	–	–	22.250,00	184.550,00
	Obra civil	–	–	–	102.450,00	
	Impermeabilización	–	–	–	17.350,00	
	Material de construcción	–	–	–	23.500,00	
	Equipos mecánicos	–	–	–	19.000,00	
Subcontrataciones	Construcción tanque Imhoff	–	–	–	27.575,00	45.775,00
	Plantación del humedal	–	–	–	18.200,00	
				SUBTOTAL		277.395,00
				IMPREVISTOS (10 %)		27.739,50
				TOTAL		305.134,50

Una inversión de estas dimensiones para poblaciones de pequeño tamaño supone un serio problema, pero es muy inferior a la inversión a realizar para una EDAR convencional. Por otro lado, las comunidades autónomas y el estado ayudan parcialmente a la financiación de estos proyectos por lo que la presión sobre las arcas del municipio se ve disminuida, además, el coste de mantenimiento de estos sistemas es mucho menos costoso mostrándose a continuación el precio aproximado anual:

Tabla 12. Costes de mantenimiento y explotación de humedales artificiales de flujo horizontal

Operación	Coste horario (€/h)	Frecuencia	Tiempo (h)	Coste anual (€)
Desplazamiento del operario	25	2 veces/semana	1	2.600,00
PRETRATAMIENTO				
Limpieza de la reja de desbaste	16	3 veces/semana	0,5	1.248,00
Limpieza del desarenador	16	3 veces/semana	0,5	1248,00
TRATAMIENTO PRIMARIO				
Inspección y medición de espesores flotantes y fangos	16	2 veces/año	1,5	48,00
Operación	Coste horario (€/m ³)	Frecuencia	Volumen (m ³)	Coste anual (€)
Extracción y gestión de fangos y flotantes	15	4 veces/año	52	3.000,00
HUMEDAL ARTIFICIAL				
Operación	Coste horario (€/h)	Frecuencia	Tiempo (h)	Coste anual (€)
Inspección general: comprobación dispositivos y funcionamiento	16	2 veces/semana	1	1664,00
Limpieza de tuberías de distribución	16	1 vez/mes	0,75	144,00
Siega de las plantas	16	1 vez/año	260	4160,00
Operación	Coste horario (€/m ³)	Frecuencia	Volumen (m ³)	Coste anual (€)
Evacuación residuos de poda	5	1 vez/año	550	2.750,00

Operación	Coste horario (€/KWh)		Consumo (MWh/año)	Coste anual (€)
CONSUMO ENERGÉTICO				
Bombas de propulsión	0,08	-	131,4	11.826,00
MANTENIMIENTO				
Operación	Coste horario (€/h)	Frecuencia	Tiempo (h)	Coste anual (€)
Mantenimiento obra civil	16	24 veces/año	12	4.608,00
SEGUIMIENTO				
Operación	Coste horario (€/análisis)	Frecuencia	Tiempo (h)	Coste anual (€)
Control analítico	300	4 veces/año		1.200,00
	Coste total de mantenimiento y explotación (€/año)			33.938
	Coste total unitario (€/h.e.·año)			28,57

Estos sistemas de depuración no son rentables, pero son necesarios para evitar la contaminación del medio acuático y mejorar la calidad de las aguas vertidas. Normalmente, por el tratamiento de aguas residuales se paga un canon que puede ser fijo o variable en función del consumo. Este servicio depende del ayuntamiento o de la entidad que dé el servicio (consorcio de aguas, mancomunidad, etc.) y por lo tanto, el impuesto asociado a este servicio viene impuesto por la entidad correspondiente.

IMPACTO AMBIENTAL

Pese a que la implantación de este tipo de instalaciones tiene, a priori, un efecto positivo sobre el medio acuático, existe la posibilidad de que, a causa de su ubicación, el tratamiento o los residuos que se generan, pueda incidir de forma negativa en la zona. Por este motivo se van a analizar los impactos causados en la construcción, operación y desmantelamiento de la EDAR.

CONSTRUCCIÓN

A continuación, se van a enumerar las acciones que pueden causar ciertos impactos:

- Desbroce del terreno
- Excavación del terreno
- Transporte de materiales
- Implantación del sistema

Estas acciones que se ejecutan tienen asociados determinados impactos:

- Contaminación atmosférica debida al tráfico de camiones y maquinaria, y a la excavación del terreno que provoca el incremento en el número de partículas en suspensión
- Alteración del terreno por el acondicionamiento y excavación del medio natural
- Destrucción de hábitat por la extracción de árboles y plantas del terreno

OPERACIÓN

Dentro de las actividades diarias que se llevan a cabo en la instalación se encuentran:

- Retirada de solidos de la zona de desbaste
- Poda de las plantas
- Mantenimiento de las plantas

Los impactos causados por la operación son diversos:

- Generación de residuos que tienen que ser tratados de forma adecuada
- Retirada de lodos que tienen su foco en el tanque Imhoff
- Malos olores asociados a una carga de contaminante alta
- Plaga de mosquitos debido a la presencia de aguas con poco movimiento

DESMANTELAMIENTO

Una vez que la instalación finaliza su periodo de actividad, es necesaria su demolición de forma segura y ordenada para evitar que se contaminen los alrededores y poderle dar un posible uso posterior al terreno.

- Contaminación atmosférica generada por el desmontaje de los equipos que conforman toda la estructura
- Contaminación del medio acuático por los restos de agua residual
- Contaminación del suelo por los materiales utilizados durante la construcción y por la dificultad de ser retirados

Para valorar los impactos ambientales se va a utilizar la Matriz de Leopold que permite hacer un análisis de los diversos impactos. En el eje vertical se colocan las acciones que pueden causar impacto ambiental y en el eje horizontal los factores ambientales que pueden verse afectados por las acciones antes mencionadas. De esta forma se puede hacer un examen amplio de las interacciones entre acciones propuestas y factores ambientales. Cada acción se evalúa según su magnitud e importancia. La magnitud se refiere al grado, tamaño o escala del efecto mientras que la importancia se refiere a la gravedad que puede tener el impacto sobre el factor ambiental.

Para cada interacción se divide la casilla en dos y arriba se coloca un número entre 1 y 10, siendo 1 la menor magnitud y 10 la mayor, para indicar la magnitud relativa de los efectos. En la casilla de abajo se coloca un número entre 1 y 10, siendo 1 la menor importancia y 10 la mayor, para indicar la importancia relativa de los efectos. El total de cada fila y cada columna se calcula sumando los productos de magnitud por importancia.

Tabla 13. Matriz de Leopold para la EDAR

	Desbroce del terreno	Excavación del terreno	Transporte de materiales	Implantación del sistema	Retirada de sólidos	Poda de plantas	Mantenimiento de plantas	Desmantelamiento del sistema	Extracción y transporte de materiales	TOTAL
Contaminación atmosférica		7 6	7 8					-3 4	-4 3	74
Alteración del suelo	8 6	8 7		7 6						146
Hábitat	8 5	6 6		4 4		2 3		-6 4		74
Contaminación del medio acuático		2 4	2 3	-4 5			6 4			18
Espacio natural	4 3	4 4		2 3						34
Paisaje	6 6			5 7				-3 5	-4 6	32
TOTAL	136	158	62	79	0	6	24	-51	-36	

Como se puede observar en la Tabla 13, los factores que más afectan son el desbroce y la excavación del terreno, debido a la transformación que sufre el área. Por lo tanto, se tendrá en cuenta las actividades que forman parte del desbroce y la excavación para intentar disminuir el impacto lo máximo posible. La implantación de la EDAR también causa un impacto ambiental a tener en cuenta, pero la construcción de un nuevo hábitat con la flora propia de los humedales hace que impacto sea menor.

CONCLUSIONES

El diseño de la depuradora tiene que ser eficaz y viable para tratar las aguas residuales de una población de 1.500 habitantes (1.188 h.e.). Es por ello que entre las diversas tecnologías disponibles se ha optado por una tecnología blanda como son los humedales artificiales. La inversión inicial que hay que hacer para su implantación es sensiblemente inferior en comparación con las tecnologías convencionales utilizadas en núcleos de población de más de 10.000 h.e. Por otro lado, la operación y el mantenimiento son mucho menos costosos y complejos, permitiendo a los consistorios municipales tener un margen económico y reducir su presión.

El principal problema de este tipo de instalaciones es la superficie ocupada, motivo por el cual solo es viable para poblaciones por debajo de 5.000 h.e. y donde el precio del terreno sea bajo y su disponibilidad alta. En este diseño en particular, serán necesarios 3.569,6 m² para el humedal, además del suelo que ocuparán los tratamientos previos. Se estima que el terreno deberá tener una extensión aproximada de 3.800 m².

Esta instalación permitirá tratar un volumen de 451,44 m³/día de aguas residuales lo que puede ser interesante para periodos estacionales donde la pluviometría sea elevada y para aquellos periodos vacacionales donde la población aumente ligeramente. La EDAR permite aumentar la calidad del agua reduciendo ciertos parámetros a la salida; la concentración de sólidos en suspensión sería de 8,7 mg/L, suponiendo una reducción del 96,8 %, la de DBO₅ 25 mg/L (reducción del 90 %), la de DQO 75 mg/L (reducción del 90 %), la de nitrógeno 45 mg/L (reducción 28 %) y la de fósforo 11,5 mg/L (reducción del 21,8 %). Para la mejora en la reducción del nitrógeno tal vez habría que instalar unas soplantes en los canales iniciales y así favorecer la nitrificación, mientras que para la eliminación de fósforo podría ser necesario un tratamiento terciario o de afino.

La construcción de la depuradora se podría realizar por 305.134,5 €, a lo que habría que sumar el precio del terreno en el caso de que el municipio no disponga de un área adecuada para su instalación. En cuanto a la operación y mantenimiento, el coste anual ascendería a 33.938 €. Este tipo de instalaciones no son rentables, pero parte del gasto se sufraga con las tasas municipales.

Las actividades asociadas a esta instalación conllevan ciertos impactos ambientales, siendo los más acusados los que tienen relación con la construcción de la EDAR, ya que para ello hay que modificar las condiciones naturales de una superficie importante. Sin embargo, la generación de otro hábitat y la replantación del entorno mitigan este impacto en buena medida.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] MAGRAMA, “Directiva 91/271/CEE sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas. Manual de interpretación y elaboración de informes,” p. 133, 1991.
- [2] A. Lozano, “Contribuciones para el tratamiento de aguas residuales con sistemas alternativos de bajo coste. Aplicaciones para el desarrollo en poblaciones reducidas y cooperación.,” Universidad Politécnica de Madrid, 2016.
- [3] R. Huertas, C. Marcos, N. Ibarguren, and S. Ordás, “Guía práctica para la depuración de aguas residuales en pequeñas poblaciones,” p. 70, 2012.
- [4] L. Moreno *et al.*, *La depuración de aguas residuales urbanas de pequeñas poblaciones mediante infiltración directa en el terreno*. 2003.
- [5] I. Martín, J. R. Betancort, J. J. Salas, B. Peñate, J. R. Pidre, and N. Sardón, *Guía sobre tratamientos de aguas residuales urbanas para pequeños núcleos de población*. 2006.
- [6] M. D. Fernández González, J.; Beascochea de Miguel, E.; de Miguel Muñoz, J.; Curt Fernández de la Mora, *Manual de Fitodepuración, Filtros de Macrófitas en Flotación*. 2015.
- [7] L. Salas Rodríguez, J.J.; Pidre Bocado, J.R.; Sánchez Fernández, *Manual de tecnologías no convencionales para la depuración de aguas residuales*. 2007.
- [8] E. Ortega, Y. Ferrer, J. . Sala, C. Aragón, and Á. Real, *Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones*. 2010.
- [9] Metcalf & Eddy, “Wastewater Engineering: Treatment and Reuse.” 2002.
- [10] J. Vymazal, *Wastewater Treatment, Plant Dynamics and Management in Constructed and Natural Wetlands*. 2008.
- [11] R. W. Crites, J. Middlebrooks, S. C. Reed, and F. Group, *Natural Wastewater Treatment Systems*. 2006.
- [12] C. Wetlands and W. Treatment, “Design Manual Constructed Wetlands and Aquatic Plant Systems for Municipal Wastewater Treatment,” 1988.
- [13] J. De Anda *et al.*, “Manual de Agua Potable , Alcantarillado y Saneamiento Manual de Agua Potable , Alcantarillado y Saneamiento Diseño de Plantas de Tratamiento Pretratamiento y Tratamiento Primario Comisión Nacional del Agua,” *Publicaciones Estadísticas y Geográficas. SINA*, vol. 130, no. November, p. 92, 2016.

ANEXO I: Diseño y cálculos del dimensionamiento

DESARENADOR

Las arenas sedimentarán cuando el tiempo de sedimentación sea inferior al tiempo que tarda en recorrer horizontalmente el canal del desarenador, $t_s < t_r$, para un canal de longitud 1,5 m, anchura 0,3 m y profundidad 0,6 m, se han obtenido los siguientes tiempos:

$$t_s = \frac{0,6 \text{ m}}{1 \frac{\text{m}}{\text{min}}} = 0,6 \text{ min} = 36 \text{ seg}$$

$$t_r = \frac{1,5 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m}}{500 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}} \cdot \frac{1 \text{ h}}{60 \text{ min}}} = 0,78 \text{ min} = 47 \text{ seg}$$

A partir de cumplir este requisito se calcula la velocidad de la corriente:

$$V_n = \frac{500 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}} \cdot \frac{1 \text{ h}}{60 \text{ min}}}{0,3 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m}} = 1,93 \frac{\text{m}}{\text{min}} = 0,032 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

DESBASTE

Para eliminar de la corriente de agua a tratar los sólidos, se disponen en un canal rejillas de gruesos y rejillas de finos para atrapar sólidos de distintos volúmenes. La ecuación que se emplea en ambos casos es la misma.

$$W = \frac{Q}{V \cdot h} \cdot \frac{E + e}{E} \cdot C$$

En el caso de las rejillas de gruesos se ha optado por una luz entre barrotes de 30 mm y un grosor de barrotes de 10 mm.

$$W = \frac{451,44 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}} \cdot \frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} \cdot \frac{30 \text{ mm} + 10 \text{ mm}}{30 \text{ mm}}}{0,032 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot 1,5 \cdot 0,6 \text{ m}} \cdot 1,3 = 0,31 \text{ m}$$

$$h = \frac{Q_{\text{max}}}{v_{\text{canal}} \cdot W} = \frac{500 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}} \cdot \frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}}}{0,032 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot 0,31 \text{ m}} = 0,58 \text{ m}$$

Las rejillas de finos se disponen con una luz entre barrotes de 10 mm y un grosor de los mismos de 10 mm.

$$W = \frac{451,44 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}} \cdot \frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} \cdot \frac{10 \text{ mm} + 10 \text{ mm}}{30 \text{ mm}} \cdot 1,3 = 0,35 \text{ m}$$

$$h = \frac{Q_{\text{max}}}{v_{\text{canal}} \cdot W} = \frac{500 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}} \cdot \frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}}}{0,032 \frac{\text{m}}{\text{s}} \cdot 0,35 \text{ m}} = 0,52 \text{ m}$$

TANQUE IMHOFF

Primeramente, se comienza diseñando la zona del sedimentador, para lo que es necesario tener bien definido el caudal de diseño, Q_D .

$$\text{Área de la cámara de sedimentación: } A_{\text{sed}} = \frac{Q_D}{C_s} = \frac{225,72 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}}}{1 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}}} = 9,41 \text{ m}^2$$

Donde:

C_s = carga superficial, normalmente se toma $1 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$

Para calcular el volumen del decantador se tiene en cuenta el caudal de diseño y el tiempo de retención hidráulica, t_r :

$$t_r = \frac{V_{\text{dec}}}{Q_D} \quad ; \quad V_{\text{dec}} = 2 \text{ h} \cdot 225,72 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}} = 18,81 \text{ m}^3$$

Teniendo en cuenta la relación de longitud : anchura es aproximadamente 4:1:

$$A_{\text{dec}} = L \cdot d = 4d \cdot d \quad ; \quad 9,41 \text{ m}^2 = 4d^2 \quad ; \quad d = 1,53 \text{ m}$$

Siendo la longitud:

$$L = 4 \cdot d = 4 \cdot 1,53 \text{ m} = 6,12 \text{ m}$$

Para calcular el volumen de la zona inferior del decantador, la pendiente formada por las paredes y la horizontal es de 1:1,5:

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{1,5}{1} \quad ; \quad \alpha = 56^\circ 18' \approx 55^\circ$$

Por lo que la altura del fondo del decantador es:

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h_1}{\frac{d}{2}} \quad ; \quad h_1 = \frac{\text{tg}(55^\circ) \cdot 1,53 \text{ m}}{2} = 1,09 \text{ m}$$

Sabiendo las dimensiones de la zona baja del decantador, el volumen total del decantador y el área longitudinal del mismo, se puede calcular el volumen de la zona rectangular del decantador:

$$V_1 = L \cdot \frac{h_1 \cdot d}{2} = 6,12 \text{ m} \cdot \frac{1,09 \text{ m} \cdot 1,53 \text{ m}}{2} = 5,10 \text{ m}^3$$

$$V_2 = V_{\text{dec}} - V_1 = L \cdot h_2 \cdot d$$

$$h_2 = \frac{18,81 \text{ m}^3 - 5,10 \text{ m}^3}{6,12 \text{ m} \cdot 1,53 \text{ m}} = 1,46 \text{ m}$$

Para poder calcular el volumen total del tanque se debe tener en cuenta que la temperatura afecta de manera significativa a la digestión de los lodos, siendo la velocidad de digestión menor con temperaturas más bajas. Para ello se tienen tablas donde poder hacer una estimación (Tabla 14):

Tabla 14. Relación entre el almacenamiento del tanque Imhoff y la digestión de lodos. [13]

Temperatura (°C)	Factor de capacidad relativa (fcr)
5	2,0
10	1,4
15	1,0
20	0,7
> 25	0,5

El volumen del digestor se puede calcular mediante:

$$V_{\text{total}} = V_{\text{dig}} = \frac{70 \cdot P \cdot \text{fcr}}{1000} = \frac{70 \cdot 1188 \cdot 1,4}{1000} = 116,42 \text{ m}^3$$

Donde:

fcr = factor de capacidad relativa dependiente del tiempo, siendo 2,0 para 5°C.

P = la población equivalente (h.e.).

La anchura de la zona de venteo de gases de un tanque Imhoff debe tener una anchura mínima de 0,6 m, para que puedan trabajar los operarios y para casos de emergencia y del orden del 30 % del área superficial total.

$$A_{\text{total}} = D \cdot L = [2 \cdot (0,75 \text{ m} + 0,25 \text{ m}) + 1,53 \text{ m}] \cdot 6,12 \text{ m} = 21,60 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{venteo}} = 2 \cdot 0,75 \text{ m} \cdot 6,12 \text{ m} = 9,18 \text{ m}^2$$

Ahora se va a comprobar si el área del venteo es suficiente:

$$\%_{\text{venteo}} = \frac{A_{\text{venteo}}}{A_{\text{total}}} \cdot 100 = \frac{9,18 \text{ m}^2}{21,60 \text{ m}^2} \cdot 100 = 42,5 \%$$

Una vez comprobado que se cumple que el área del venteo sea superior al 30 %, se procede a calcular las dimensiones del digestor, para ello se debe tener en cuenta que las paredes laterales de esta tolva tendrán una inclinación de 15° a 30° con respecto a la horizontal:

$$\text{tg}(30^\circ) = \frac{h_1}{\frac{D}{2}} \quad ; \quad h_1 = \frac{\text{tg}(30^\circ) \cdot [2 \cdot (0,75 \text{ m} + 0,25 \text{ m}) + 1,53 \text{ m}]}{2} = 1,02 \text{ m}$$

$$V_{\text{total}} = V_1 + V_2 = \frac{1}{3} \cdot D \cdot h_1 \cdot L + D \cdot h_2 \cdot L$$

$$116,42 \text{ m}^3 = \frac{1}{3} \cdot 3,53 \text{ m} \cdot 1,02 \text{ m} \cdot 6,12 \text{ m} + 3,53 \text{ m} \cdot h_2 \cdot 6,12 \text{ m} \quad ;$$

$$h_2 = 5,05 \text{ m}$$

HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO SUPERFICIAL (FMF)

El caudal bruto de entrada a la EDAR se estima que será de $190 \text{ L} \cdot (\text{hab} \cdot \text{día})^{-1}$ y la concentración de DBO_5 de $250 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$, como se recoge en la Tabla 1. Por otro lado, se propone que la efectividad en la eliminación de DBO_5 en el pretratamiento sea del 23,5 %, mientras que en el tanque Imhoff sea del 30 % siendo la carga de contaminante del afluente al humedal:

$$C_{\text{entr}} = 250 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1} \cdot (1 - 0,15) \cdot (1 - 0,1) \cdot (1 - 0,30) = 133,9 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}$$

Teniendo en cuenta que se quiere lograr un rendimiento que permita tener una concentración en DBO_5 como máximo de 25 mg/L , con estos datos se procede a calcular la superficie necesaria:

$$S = L \cdot A = \frac{Q_{\text{diseño}} \cdot \ln\left(\frac{C_{\text{entr}}}{C_{\text{sal}}}\right)}{K_T \cdot h \cdot \varphi_s} = \frac{451,44 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot \ln\left(\frac{133,9 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}}{25 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}}\right)}{0,379 \text{ día}^{-1} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 0,7} = 3.569,6 \text{ m}^2$$

Para dar por válido el cálculo de la superficie se debe comprobar que la carga orgánica no supere $30 \text{ g DBO}_5 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{día}^{-1}$ ya que por encima de esa relación podría haber problemas de colmatación en el sistema. En el caso contrario se deberá aumentar la superficie para cumplir este requisito.

$$\frac{133,9 \text{ mg DBO}_5 \cdot \text{L}^{-1} \cdot 190 \frac{\text{L}}{\text{hab} \cdot \text{día}} \cdot \frac{1 \text{ g}}{10^3 \text{ mg}} \cdot 1188 \text{ hab}}{3.569,6 \text{ m}^2} = 8,5 \frac{\text{g DBO}_5}{\text{m}^2 \cdot \text{día}} < 30$$

La superficie necesaria para construir un único humedal es muy elevada por lo que se va a realizar un humedal formado por canales con una disposición en serie, para el correcto manejo y mantenimiento de la flora, se aconseja que los canales tengan una anchura entre 2,5 y 4 m [6].

$$S = L \cdot A \quad ; \quad L = \frac{3.569,6 \text{ m}^2}{3,5 \text{ m}} = 1019,9 \text{ m}$$

La relación entre la superficie requerida por habitante equivalente recomendada esta entre 1 y 3 m²/h.e., para este caso se cumple (3 m²/h.e.). Para que el proceso de depuración ocurra de forma eficiente, un factor importante es el tiempo de retención hidráulico, t_r , que es recomendable que sea superior a 5 días [6].

$$t_r = \frac{V \cdot \varphi_s}{Q} = \frac{3.569,6 \text{ m}^2 \cdot 0,7}{451,44 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}} = 5,5 \text{ días}$$

Siendo el tiempo que transcurre en cada canal aproximadamente 13 horas.

- Eliminación de sólidos en suspensión

Para conocer el rendimiento de la eliminación de los sólidos se va a utilizar la siguiente expresión:

$$C_{\text{sal}} = C_{\text{entr}} \cdot (0,1139 + 0,00213 \cdot C_H)$$

Siendo la carga hidráulica, C_H :

$$C_H = \frac{Q}{S} = \frac{451,44 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}{3.569,6 \text{ m}^2} = 0,13 \frac{\text{m}}{\text{día}} = 13 \frac{\text{cm}}{\text{día}}$$

$$C_H = \frac{Q}{S} = 13 \frac{\text{cm}}{\text{día}}$$

$$C_{\text{sal}} = 61,6 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \cdot \left(0,1139 + 0,00213 \cdot 13 \frac{\text{cm}}{\text{día}} \right) = 8,72 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

$$C_{\text{sal}} = 8,72 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

El rendimiento de la eliminación de sólidos en el humedal y en la depuradora respectivamente es:

$$rdto_{\text{humedal}} = \frac{61,6 \frac{\text{mg}}{\text{L}} - 8,7 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{61,6 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} \cdot 100 = 85,9 \%$$

$$rdto_{EDAR} = \frac{275 \frac{\text{mg}}{\text{L}} - 8,7 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{275 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} \cdot 100 = 96,8 \%$$

- Eliminación de nitrógeno

Para la eliminación del nitrógeno se tiene que dar el proceso de nitrificación-desnitrificación. Mediante estas dos etapas se consigue que el nitrógeno amoniacal se convierta en nitrato (NO_3^-) y posteriormente en nitrógeno en forma de gas (N_2).

Nitrificación: $K_T = K_{\text{ref}} \cdot \theta_{\text{ref}}^{(T_w - T_{\text{ref}})} = 0,2187 \text{ día}^{-1} \cdot 1,048^{(10-20)} = 0,137 \text{ día}^{-1}$

$$S = \frac{Q_{\text{diseño}} \cdot \ln\left(\frac{C_{\text{entr}}}{C_{\text{sal}}}\right)}{K_T \cdot h \cdot \varphi_s}; \quad 3.569,6 \text{ m}^2 = \frac{451,44 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot \ln\left(\frac{56,3 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}}{C_{\text{sal}}}\right)}{0,137 \text{ día}^{-1} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 0,7}$$

$$C_{\text{sal}} = 30 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \text{ N} - \text{NH}_3$$

Por lo que mediante la etapa aerobia de la nitrificación se eliminan 26,3 mg/L, que se convertirán en nitrato que intervendrán en la etapa anaerobia de la desnitrificación:

Desnitrificación: $K_T = K_{\text{ref}} \cdot \theta_{\text{ref}}^{(T_w - T_{\text{ref}})} = 1 \text{ día}^{-1} \cdot 1,15^{(10-20)} = 0,247 \text{ día}^{-1}$

$$3.569,6 \text{ m}^2 = \frac{451,44 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot \ln\left(\frac{26,3 \text{ mg} \cdot \text{L}^{-1}}{C_{\text{sal}}}\right)}{0,247 \text{ día}^{-1} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 0,7}$$

$$C_{\text{sal}} = 8,8 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \text{ NO}_3^-$$

El proceso de nitrificación-desnitrificación permite eliminar:

$$C_{\text{N eliminado}} = 26,3 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \text{ NO}_3^- - 8,8 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \text{ NO}_3^- = 17,5 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

El rendimiento del humedal y del sistema en la eliminación de nitrógeno es:

$$rdto_{\text{humedal}} = \frac{17,5 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{56,3 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} \cdot 100 = 31,1 \%$$

$$rdto_{EDAR} = \frac{23,7 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{62,5 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} \cdot 100 = 37,9 \%$$

- Eliminación de fósforo

Para la eliminación de fósforo se tiene que considerar la siguiente fórmula [11]:

$$\frac{C_{\text{sal}}}{C_{\text{entr}}} = \exp\left(-\frac{0,0273 \frac{\text{m}}{\text{día}}}{C_H}\right) ; \frac{C_{\text{sal}}}{14,7 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} = \exp\left(-\frac{0,0273 \frac{\text{m}}{\text{día}}}{0,11 \frac{\text{m}}{\text{día}}}\right)$$

$$C_{\text{sal}} = 11,5 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Siendo el rendimiento del humedal en la eliminación de fósforo:

$$\text{rdto}_{\text{humedal}} = \frac{14,7 \frac{\text{mg}}{\text{L}} - 11,5 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{14,7 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} \cdot 100 = 21,8 \%$$

$$\text{rdto}_{\text{EDAR}} = \frac{15 \frac{\text{mg}}{\text{L}} - 11,5 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{15 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} \cdot 100 = 23,3 \%$$

ANEXO II: Pliego de condiciones. Normativa aplicable.

El marco legal que regula el medio acuático y el que se ha tenido en cuenta a la hora de realizar este trabajo es el siguiente:

- Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, mediante el cual se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas. Modificada por la Decisión 2455/2001/CE.
- Texto refundido de la Ley de Aguas, aprobado por el Real Decreto Legislativo 1/2001.
- Reglamento del Dominio Público Hidráulico que desarrolla algunos títulos del Real Decreto 849/1986.
- El Plan Hidrológico Nacional probado mediante la Ley 10/2001.
- Real Decreto 907/2007 sobre la Planificación Hidrológica.

En cuanto a la normativa específica para el tratamiento de aguas residuales y su depuración se han consultado las siguientes leyes:

- Directiva 91/271/CEE, sobre el tratamiento de aguas residuales urbanas.

Tabla 15. Tipo de tratamiento según tamaño de la población.

Vertido en aguas costeras				
Tamaño de aglomeración	Zonas menos sensibles	Zona normal	Zona sensible	
0 - 10.000 h-e	T.A.	T.A.	T.A.	
10.000 - 150.000 h-e	T. 1º	T. 2º	T.M.R.	
> 150.000 h-e	T. 2º (o T. 1º)	T. 2º	T.M.R.	
Vertido en aguas dulces y estuarios				
Tamaño de aglomeración	Zonas menos sensibles	Zona normal alta montaña	Zona normal	Zona sensible
0 - 2.000 h-e	T.A.	T.A.	T.A.	T.A.
2.000 - 10.000 h-e	T. 1º	T. 2º	T. 2º	T. 2º
> 10.000 h-e	T. 2º	T. 2º	T. 2º	T.M.R.

T.A.: Tratamiento adecuado: el tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante cualquier proceso y/o sistema de eliminación en virtud del cual, después del vertido de dichas aguas, las aguas receptoras cumplan los objetivos de calidad y las disposiciones pertinentes de la presente y de las restantes Directivas comunitarias.

T.1º: Tratamiento primario: el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso físico y/o químico que incluya la sedimentación de sólidos en suspensión, u otros procesos en los que la DBO5 de las aguas residuales que entren se reduzca por lo menos en un 20% antes del vertido y el total de sólidos en suspensión en las aguas residuales de entrada se reduzca por lo menos en un 50%.

T.2º: Tratamiento secundario: el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso que incluya, por lo general, un tratamiento biológico con sedimentación secundaria, u otro proceso en el que se respeten los requisitos del cuadro 1 del Anexo I.: reducción DBO5 > 70-90% o < 25 mg/l; reducción DQO > 75% o < 125 mg/l; reducción sólidos en suspensión > 90% o < 35 mg/l.

T.M.R: Tratamiento más riguroso que el secundario: tratamiento mediante el cual, según la situación local, se reduzca el nitrógeno total, el fósforo total o ambos parámetros, de acuerdo a los siguientes requisitos: para 10.000 < Pob < 100.000 h-e, reducción Nt > 70-80% ó < 15 mg/l, reducción Pt > 80% ó < 2 mg/l.; para Pob > 100.000 h-e, reducción Nt > 70-80% ó < 10 mg/l, reducción Pt > 80% ó < 1 mg/l.

- Directiva 98/15/CE, mediante la cual se modifica el Directiva 91/271/CEE el anexo I en relación a determinados requisitos.
- Real Decreto-Ley 11/1995 para la transposición de la Directiva Europea 91/271/CEE.
- Real Decreto 509/1996 para el desarrollo del Real Decreto-Ley 11/1995 por el que se establecen normas aplicables al tratamiento de aguas residuales urbanas. Modificado por el Real Decreto 2116/1998.
- Resolución del 30 de junio de 2011 de la Secretaría de Medio Rural y Agua para la declaración de zonas sensibles en las cuencas intercomunitarias.

ANEXO III: Planos de los equipos que conforman la planta

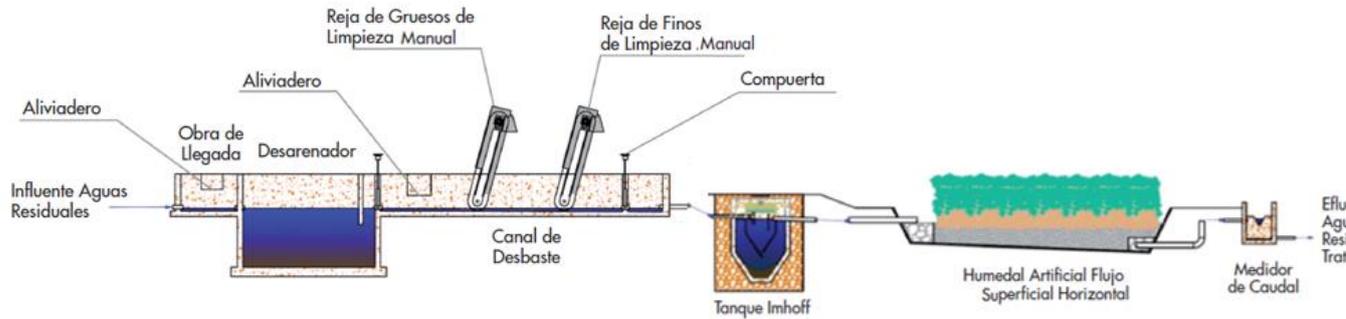


Ilustración 8. Esquema completo del sistema de depuración.

OBRA DE LLEGADA

CORTE A-A

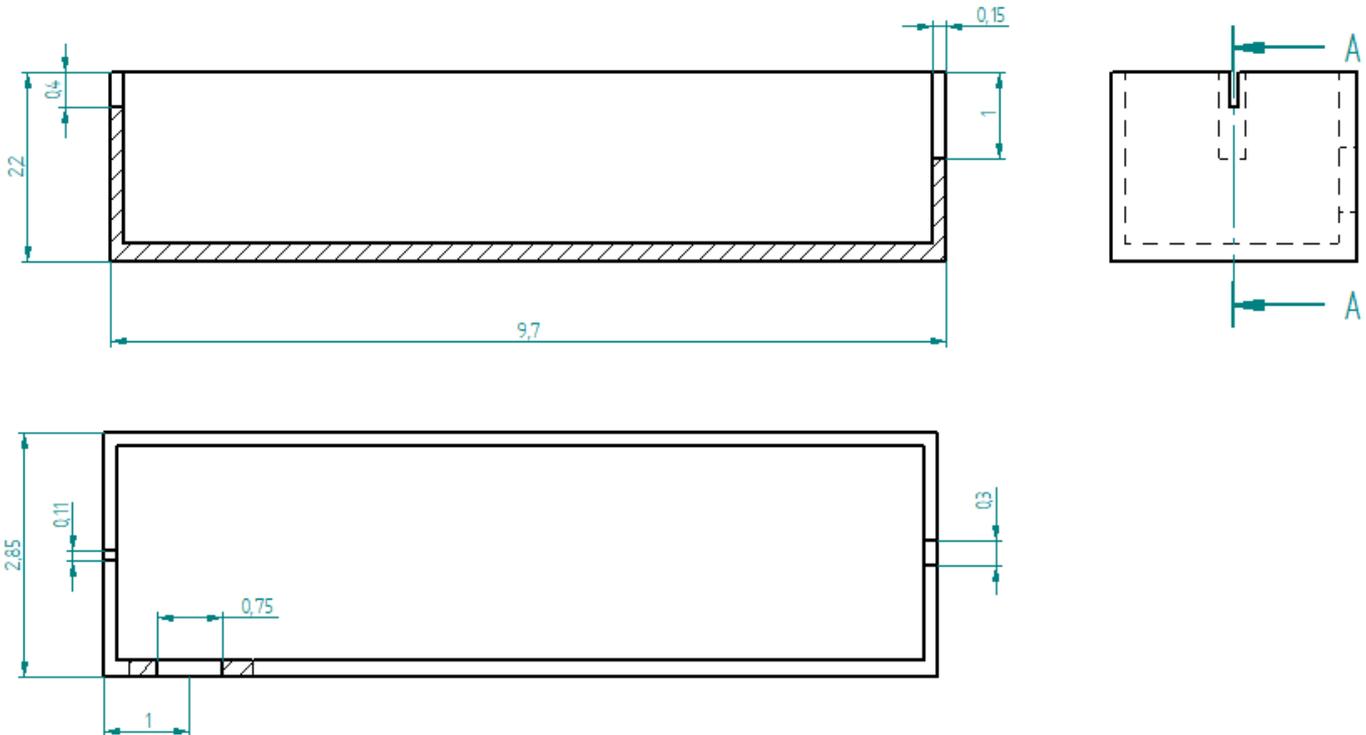


Ilustración 9. Plano constructivo de la obra de llegada (cotas en metros).

DESARENADO

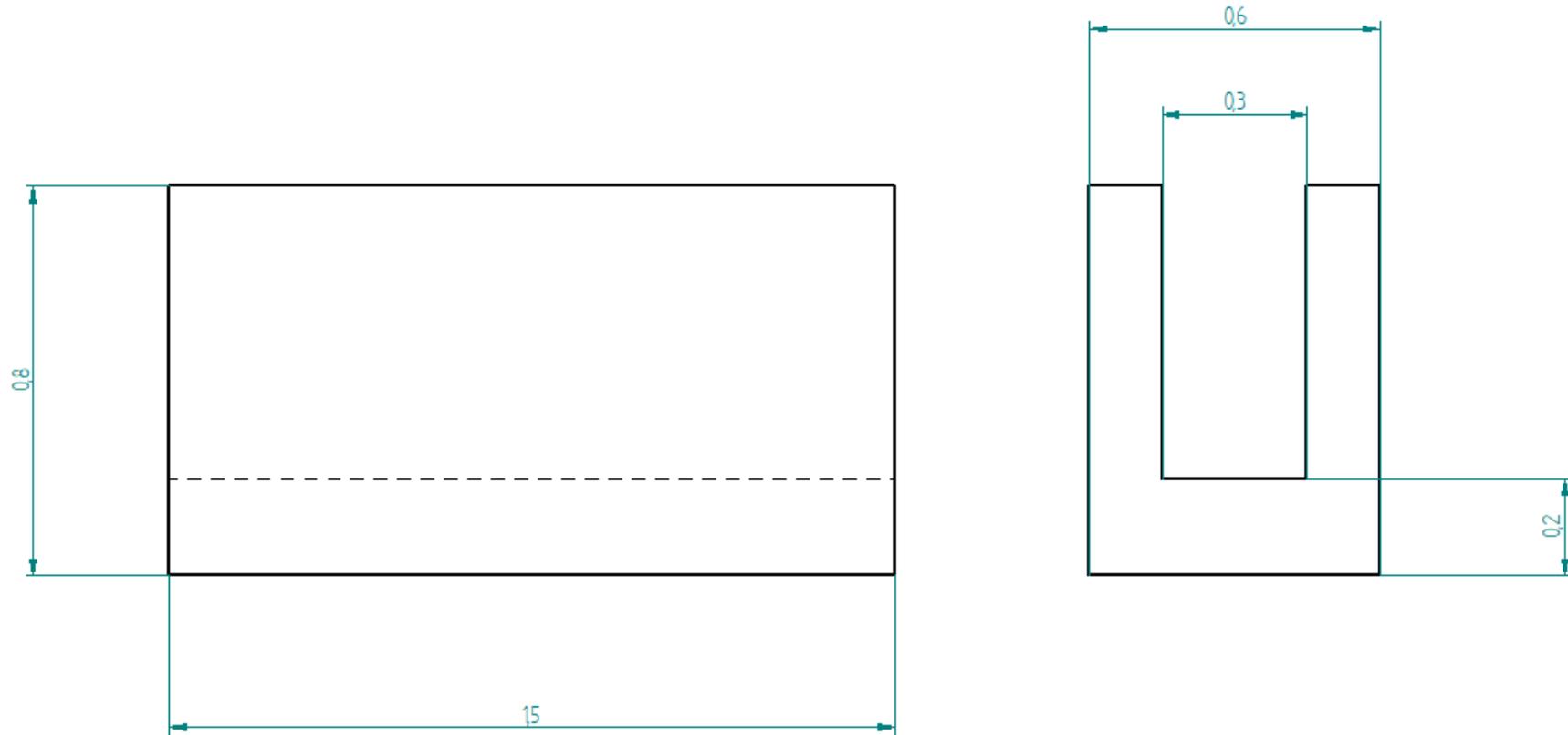


Ilustración 10. Plano constructivo del equipo desarenador (cotas en metros).

DESBASTE DE GRUESOS Y FINOS

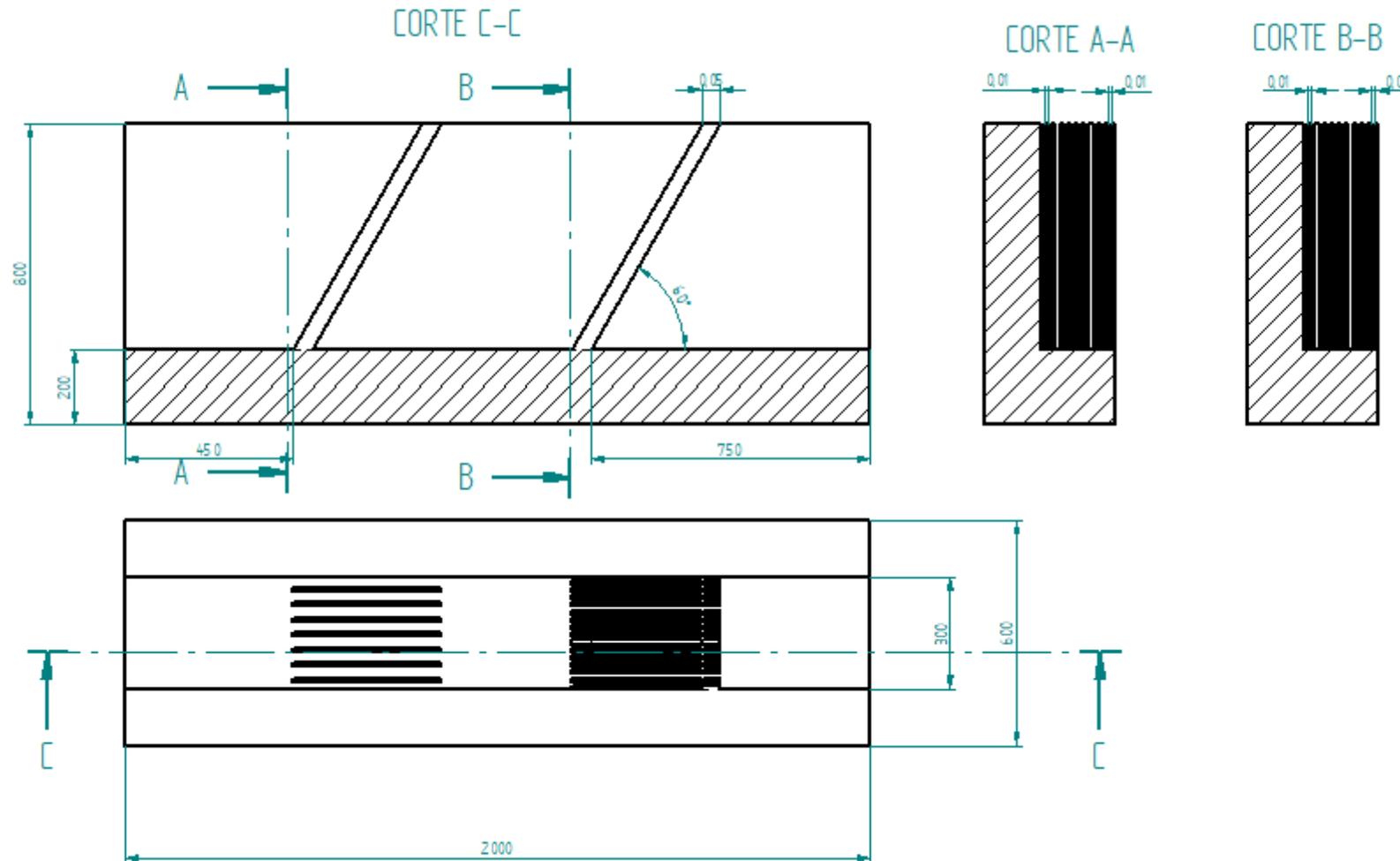


Ilustración 11. Plano constructivo del canal de desbaste (cotas en milímetros).

TANQUE IMHOFF

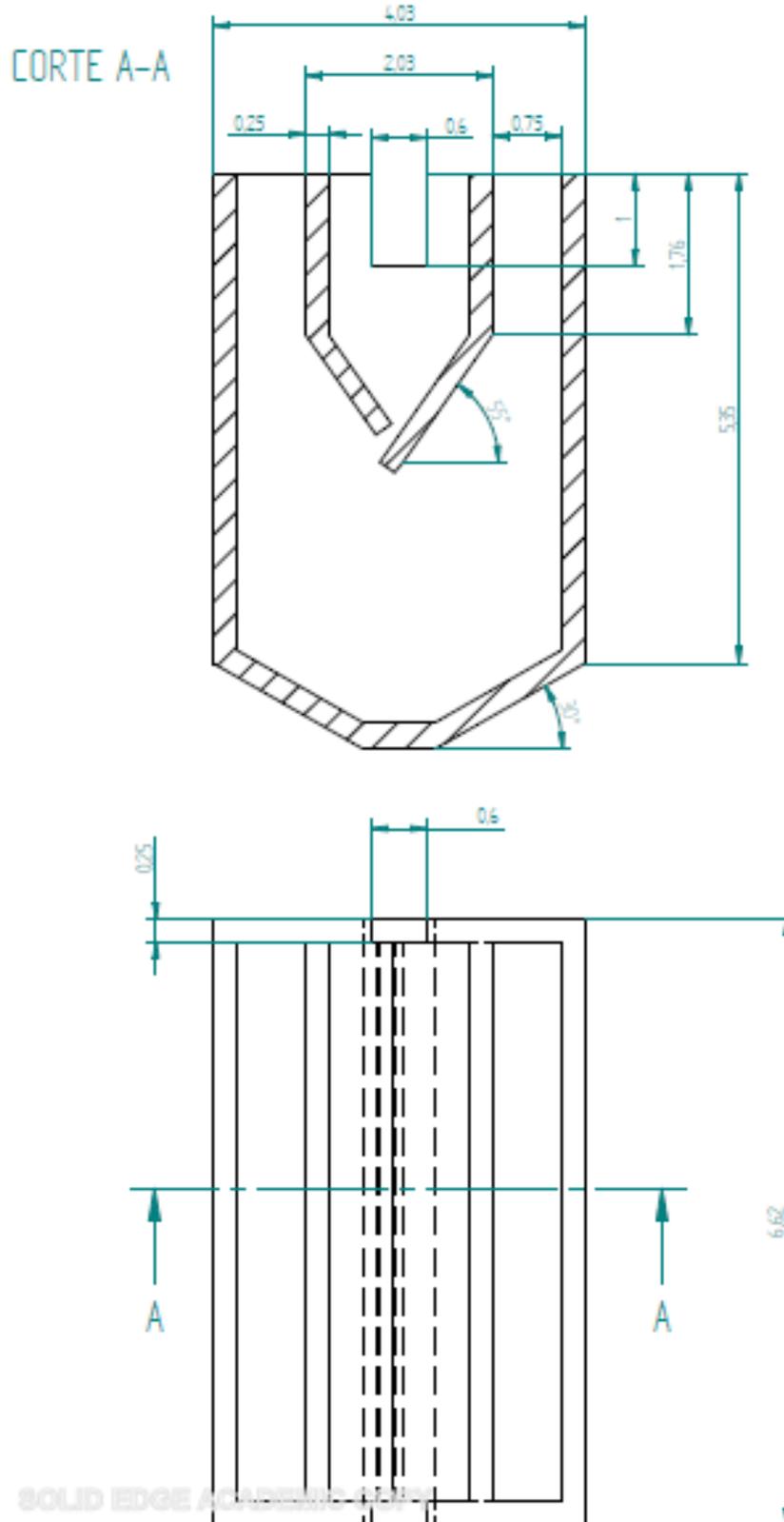


Ilustración 12. Plano constructivo tanque Imhoff (cotas en metros).

HUMEDAL ARTIFICIAL CON FILTRO DE MACRÓFITAS EN FLOTACIÓN

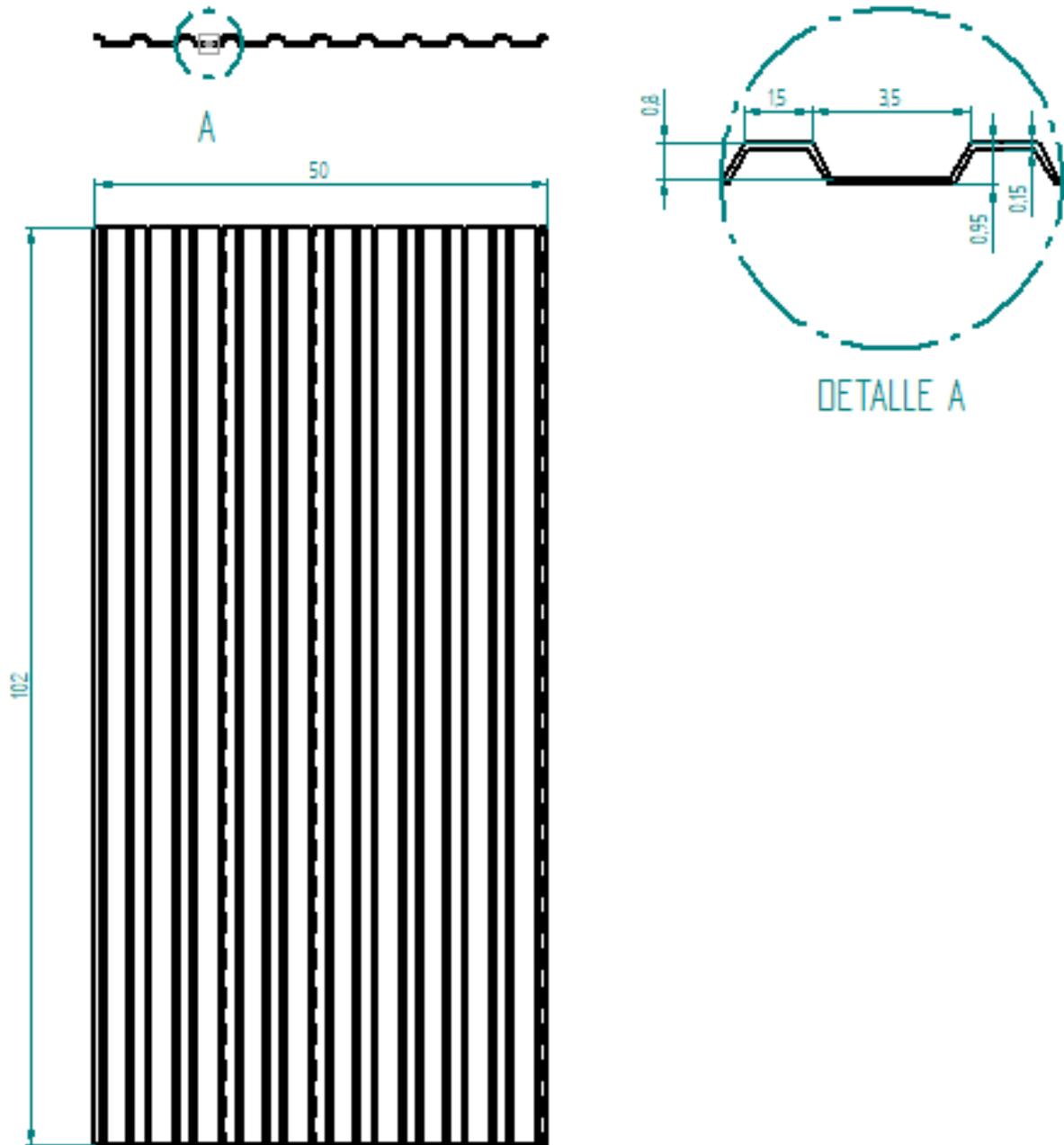


Ilustración 13. Plano constructivo del humedal artificial (cotas en metros).