View metadata, citation and similar papers at core.ac.uk

brought to you by CORE

provided by UPCommons

Resumen

El presente proyecto hace un estudio de la depuración de aguas residuales de una población mediante humedales artificiales y se basa en la necesidad legal y ambiental de la depuración de pequeñas poblaciones en el municipio de Teruel. Se valoran las necesidades de Calomarde, un pueblo situado en la Sierra de Albarracín que como tantos otros de este lugar carece de un sistema de depuración adecuado.

La metodología utilizada parte de un estudio minucioso de la bibliografía especializada en el tema, una recopilación detallada de información sobre la población y sus alrededores y un estudio de alternativas que nos dirigirá a la elección más adecuada.

Como resultado, se muestra el diseño de una planta de tratamiento basada en un sistema de depuración mediante humedales artificiales. Debido a las características particulares de las pequeñas poblaciones, las condiciones climáticas y la orografía de la zona, se estudian detalladamente los procesos biológicos que suceden en estos sistemas para ajustar los cálculos a la opción que obtenga mayores rendimientos en el tratamiento del vertido de la población.

El proyecto pretende ser una iniciativa que sirva de base para la posible implementación de estos sistemas en otras pequeñas comunidades, principalmente en pueblos con características similares como la mayoría de los situados en la Sierra de Albarracín.

Es muy importante, en el camino de la consecución de este objetivo, no tener en cuenta únicamente el recurso hídrico, sino incidir en la recuperación de los sistemas acuáticos cuidando la salud del curso del río, ofreciendo un enfoque holístico de gestión integral de los ecosistemas y su interrelación con las comunidades humanas [1].

Sumario

RESUMEN 2

SUMARIO 3

SIMBOLOGÍA Y ABREVIACIONES 5

LISTADO DE TABLAS Y FIGURAS 7

1. INTRODUCCIÓN 10

1.1. Objetivos y alcance 10

2. PROBLEMÁTICA A RESOLVER 11

2.1. Caracterización de las aguas residuales urbanas. 11

2.1.1. Definición: 11

2.1.2. Parámetros principales de caracterización. 11

2.1.3. Calidad del agua 13

2.1.4. Marco legal 15

2.2. Sistemas de tratamiento de aguas residuales urbanas 16

2.2.1. Criterios de clasificación de los sistemas de depuración 17

2.2.2. Sistemas convencionales de depuración. 19

2.2.3. Sistemas naturales de tratamiento de las aguas residuales 23

2.3. Tratamiento de aguas en pequeñas comunidades: Sistemas descentralizados de tratamiento de aguas residuales. 27

3. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS Y JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA 29

3.1. Situación de partida 29

3.1.1. Características de la población 29

3.1.2. Calidad requerida 30

3.2. Descripción de alternativas 31

3.2.1. Alternativa A: Fosa séptica actual 32

3.2.2. Alternativa B: Depuración mediante un TC una agrupación de municipios 32

3.2.3. Alternativa C: Tratamiento individualizado para cada municipio 33

3.2.4. Consideraciones generales para la elección del proceso de tratamiento 35

3.3. Valoración de alternativas 35

3.3.1. Criterios de valoración 36

3.3.2. Valoración de alternativas 36

3.3.3. Justificación de la línea de tratamiento 41

3.4. Justificación del emplazamiento del sistema de depuración. 42

4. DESCRIPCIÓN DE LA LÍNEA DE TRATAMIENTO 44
4.1. Pretratamiento 44
4.1.1. Aliviadero de entrada 44
4.1.2. Canal de desbaste 46
4.2. Tratamiento primario 50
4.3. Tratamiento secundario: Humedales artificiales 54
4.3.1. Consideraciones generales de diseño 55
4.3.2. Diseño preliminar 57
4.3.3. Diseño hidráulico 61
4.3.4. Balance Hídrico 67
4.3.5. Diseño 68
4.3.6. Aspectos térmicos. 88
5. INFORME DE IMPACTO AMBIENTAL 89
6. PRESUPUESTO 94
CONCLUSIONES 97
AGRADECIMIENTOS 99
BIBLIOGRAFÍA 100

Simbología y abreviaciones

BOA	Boletín oficial de Aragón
BOE	Boletín oficial del Estado
CEE	Comunidad económica europea
DBO	Demanda bioquímica de oxígeno
DO	Oxígeno disuelto
DQO	Demanda Química de Oxígeno
EPA	Enviromental protection agency
EPDM	Caucho Etileno Propileno Dieno
FS	Humedal de flujo superficial o flujo libre
FSS, SFS	Humedal de flujo subsuperficial
FSSH	Humedal de flujo subsuperficial horizontal
FSSV	Humedal de flujo subsuperficial vertical
FWS	Humedal de flujo superficial o flujo libre
HRT	Tiempo de retención hidráulico
ICG	Índice de Calidad General
LIC	Lugar de Interés Comunitario
MES	Materia en Suspensión
N	Nitrógeno
NTK	Nitrógeno total Kjeldahl
OMS	Organización Mundial de la Salud
P	Fósforo
pH	Medida de acidez
RBC	Contactores Biológicos rotativos, biodiscos
R.D.	Real Decreto
SBR	Sequencial Batch Reactor

SST	Sólidos totales en suspensión
TC	Tratamiento convencional
USEPA	United States Environmental Protection Agency
UV	Ultravioleta
ZEPA	Zona de Especial Protección para las Aves

Listado de tablas y figuras

Tabla 2.1: Parámetros que caracterizan la calidad del agua

Tabla 2.2: Composición de los principales parámetros químicos de caracterización de un agua residual

Tabla 2.3: Valores ICG y correspondencia con la calidad del agua

Tabla 2.4: Clasificación de usos simultáneos del agua.

Tabla 2.5: Requisitos de los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas sujetos a lo dispuesto en los artículos 4 y 5 de la Directiva Europea 91/271/CEE. Zonas no sensibles

Tabla 2.6: Requisitos de los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas sujetos a lo dispuesto en los artículos 4 y 5 de la Directiva Europea 91/271/CEE. Zonas sensibles

Tabla 2.7: Datos de partida de la estación depuradora compacta BIOTRIT.

Tabla 2.8: Presupuesto de la depuradora compacta (S.B.R.)

Tabla 2.9: Clasificación de los sistemas naturales de tratamiento de aguas residuales

Tabla 2.10: Procesos que contribuyen a la depuración de las aguas residuales según el tipo de humedal

Tabla 3.1: Resumen aproximativo de la población estacional en los diferentes periodos del año

Tabla 3.2: Características principales de los tratamientos comparados que favorecen la elección del tratamiento.

Tabla 3.3: Análisis cualitativo de las diferentes alternativas teniendo en cuenta los criterios de valoración. (++ muy positivo, + positivo, 0 neutro, - negativo)

Tabla 4.1: Caudal de vertido que debe evacuar el aliviadero (Qv), altura de caudal máximo (Pmax), altura del agua de lluvia (Plluvia) y altura de la lámina de agua sobre el vertedero (H).

Tabla 4.2: Resultados finales de diseño del aliviadero.

Tabla 4.3: Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un canal de desbaste y sus respectivas rejas.

Tabla 4.4: Datos utilizados para calcular el diseño de la reja de gruesos

Tabla 4.5: Valores finales de diseño de la reja de gruesos y del canal de desbaste

Tabla 4.6: Valores recomendados de los parámetros necesarios para diseño de desarenadotes

Tabla 4.7: Dimensión de la zona de desarenado.

Tabla 4.8: Valores de parámetros recomendados en el diseño de fosas sépticas.

Tabla 4.9: Tabla de población estacional. Personas y días que permanecen en el pueblo y caudal de vertido que producen

Tabla 4.10: Caudal medio de diseño y población media durante el periodo de funcionamiento de la fosa séptica.

Tabla 4.11: Dimensiones de las dos fosas sépticas necesarias para el tratamiento primario.

Tabla 4.12: Datos de partida para el diseño del tratamiento.

Tabla 4.13: Valor del prediseño elegido

Tabla 4.14: Coeficientes de temperatura y constantes de reacción para 20ºC. Las temperaturas de aplicación deben ser superiores a 1º C. hrz es la profundidad del lecho ocupado por la rizosfera.

Tabla 4.15: Órdenes de magnitud de la conductividad hidráulica (ks) en función del tipo de material granular utilizado como substrato en un humedal construido de flujo subsuperficial

Tabla 4.16: Caudal medio y caudal de salida aplicando el balance hídrico a cada parte del humedal.

Tabla 4.17: Datos de partida del primer tratamiento subsuperficial.

Tabla 4.18: Concentraciones de los contaminantes esperadas en el efluente del primer humedal subsuperficial

Tabla 4.19: Datos necesarios para el diseño hidráulico de la planta de tratamiento.

Tabla 4.20: Datos de diseño del humedal obtenidos a partir de características hidráulicas.

Tabla 4.21: Datos de partida de la zona superficial del sistema de tratamiento.

Tabla 4.22: Caudal de vertido a tratar en los diferentes casos (m3/d)

Tabla 4.23: Resumen de parámetros calculados en el Anexo E.

Tabla 4.24: Tiempo de retención hidráulico. Debe contemplarse que el tiempo total de retención de la zona dos y tres implicará tener en cuenta la existencia de dos zonas completamente iguales.

Tabla 4.25: Velocidad puntual en zonas abiertas y con vegetación y velocidad media en todo el humedal.

Tabla 4.26: Numero de Manning, gradiente hidráulico y longitud máxima permitida.

Tabla 4.27: Contaminantes a la salida del humedal superficial. Concentraciones en mg/l.

Tabla 4.28: Datos iniciales de diseño del último humedal subsuperficial.

Tabla 4.29: Resultados de las concentraciones finales obtenidas en el proceso de depuración.

Tabla 4.30: Datos iniciales de partida para el diseño hidráulico del segundo humedal subsuperficial.

Tabla 4.31: Resultados del cálculo de la longitud y la pérdida de carga.

Tabla 4.32: Elevaciones y alturas del agua en el inicio y final del último tratamiento subsuperficial.

Figura 3.1: Esquema de las alternativas analizadas para la depuración de las aguas de la población de Calomarde.

Figura 3.2: Mapa de ubicación del humedal artificial en el pueblo de Calomarde.

Figura 4.1: Esquema de nuestra opción de tratamiento previo y tratamiento primario para el sistema de humedales artificiales.

Figura 4.2: Canal de desbaste en la planta de tratamiento

Figura 4.3: Esquema de una fosa séptica de dos compartimentos.

Figura 4.4: Concentración de MES a lo largo de un humedal.

Figura 4.5: Esquema de las zonas de tratamiento en un SFS: zona de entrada (inlet zone), zona inicial de tratamiento (zone 1), zona final de tratamiento (zone 2) y zona de salida (outlet zone).

Figura 4.6: Esquema hidráulico del humedal subsuperficial.

Figura 4.7: Esquema de las diferentes zonas existentes en un humedal superficial

Figura 4.8: Eliminación de contaminantes según la zona de tratamiento en humedales FS. La zona 2 corresponde a la zona abierta mientras la zona 1 y 3 corresponde a una zona con vegetación emergente

1. Introducción

El pueblo de Calomarde esta situado aproximadamente a 50 km. de Teruel (Aragón) en el corazón de la Sierra de Albarracín. Esta sierra, incluida en la Reserva Nacional de los Montes Universales, es una zona montañosa casi inaccesible donde nacen un gran número de ríos que forman una de las más extensas redes hidrológicas de España. La mayor parte de esta serranía está cubierta de bosques de pinos, sabinas, arces y robles, intercalados de verdes prados y árboles de ribera junto a los ríos.

Calomarde, como otros tantos pueblos que se encuentran en esta zona de gran riqueza natural, carece de un tratamiento adecuado de sus aguas residuales urbanas, ya que utiliza pozos negros como lugar final del vertido.

1.1. Objetivos y alcance

El objetivo principal del proyecto es minimizar el impacto de las aguas residuales de Calomarde en el entorno natural utilizando un método de depuración de sus aguas residuales urbanas (ARU) que se integre en la forma de vida del pueblo mediante las siguientes metas:

- Elegir y dimensionar un tratamiento de depuración para preservar la salud de ecosistemas en las cuencas del río Blanco contribuyendo a mejorar la calidad medioambiental de la zona y adaptando esta población a la directiva Europea que obliga tener depuradas sus aguas residuales antes del 2015.
- Realizar una valoración del proceso elegido frente a sistemas convencionales de depuración.
- Compatibilizar las actividades económicas en continuo crecimiento con la conservación de los diferentes valores ambientales, fomentando de ese modo la educación ambiental y sensibilización social.
- Estudiar la aplicación y viabilidad de los humedales artificiales en pequeñas poblaciones.

Debido a la similitud tanto orográfica como demográfica de casi todos los pueblos de la Sierra, este proyecto se muestra como iniciativa a seguir para la construcción de la red de depuradoras que sanearía las aguas servidas de 3500 habitantes equivalentes

2. Problemática a resolver

La calidad de las aguas residuales urbanas vertidas a cauce público se caracteriza por sus parámetros físicos, químicos y biológicos. Los valores de estos parámetros vienen regulados por directivas estatales y europeas.

Aunque existen diferentes sistemas de tratamiento para conseguir que los parámetros de vertido que caracterizan la calidad de las aguas residuales estén dentro de los niveles establecidos por la ley, no se pueden tratar con la misma metodología el diseño de plantas depuradoras para grandes y pequeñas comunidades. Estas últimas tienen un coste del precio de construcción y explotación por habitante mas elevado que en grandes comunidades. Evidentemente las pequeñas comunidades disponen de presupuestos más ajustados.

2.1. Caracterización de las aguas residuales urbanas.

"El agua es un recurso natural limitado, indispensable para la vida, fácilmente vulnerable y susceptible de usos sucesivos". "Se trata de un recurso que debe estar disponible no sólo en la cantidad necesaria sino también con la calidad precisa" [2].

2.1.1. Definición:

Se entienden por aguas residuales urbanas aquellas que proceden de zonas de vivienda y de servicios, generadas principalmente por el metabolismo humano y las actividades domésticas [3].

2.1.2. Parámetros principales de caracterización.

Los principales parámetros de caracterización del agua se dividen en físicos, químicos y biológicos. En la Tabla 2.1 aparecen los parámetros utilizados con más frecuencia.

Parámetros físicos	Parámetros químicos	Parámetros biológicos
Temperatura Olor Sabor Color Turbidez Materia en suspernsión Materia disuelta total Conductividad eléctrica Radioactividad	pH Potencial de oxidación reducción Alcalinidad Acideza Dureza Cloruros Amoniaco Nitratos Nitritos Oxigeno disuelto Demanda biologicade oxigeno (DBO) Demanda química de oxigeno (DQO) Nitrógeno Kjeldahl	Bacterias Virus Hongos Microalgas Plantas Animales

Tabla 2.1: Parámetros que caracterizan la calidad del agua [4].

Componentes	Intervalo de concentraciones			Unidades
	Alta	Media	Baja	
DBO a 20 ºC	400	220	110	mg/l
DQO	1000	500	250	mg/l
Materia en suspensión	350	220	100	mg/l
Nitrógeno total (NTK)	85	40	20	mg/l
Nitrógeno orgánico	35	15	8	mg/l
Amoniaco	50	25	12	mg/l
Fósforo	15	8	4	mg/l

Tabla 2.2: Composición de los principales parámetros químicos de caracterización de un agua residual [5].

Los contaminantes en las aguas residuales son normalmente una mezcla compleja de compuestos orgánicos e inorgánicos. Los valores típicos de la composición de un agua residual bruta se muestra en la Tabla 2.2

Los compuestos orgánicos presentes en el agua residual afectan negativamente a los recursos de oxigeno en el medio ambiente. Los compuestos orgánicos solubles en el agua y de bajo peso molecular tienden a biodegradarse por acción de bacterias con consumo de oxigeno. A medida que se incrementa la complejidad de las moléculas orgánicas, disminuye la solubilidad y la biodegradabilidad [5].

Los métodos analíticos para contaminantes orgánicos se clasifican en dos grupos, los que miden el contenido en carbono y los que miden la demanda de oxígeno.

Los compuestos inorgánicos están en mayor presencia en las aguas residuales industriales que no en las aguas residuales urbanas ya que estas presentan un equilibrio entre compuestos orgánicos e inorgánicos. De hecho, la biodegradación de los compuestos orgánicos requiere cantidades adecuadas de nitrógeno, fósforo, hierro y trazas de sales.

Para que el impacto en el medio ambiente sea mínimo, las aguas residuales han de tener valores de pH que varíen entre 6 y 9. Si el pH es inferior a 6, el agua residual tiende a ser corrosiva, como resultado del exceso de iones hidrogeno. Por otro lado, si el pH es básico, algunos iones metálicos precipitarán como carbonatos e hidróxidos.

En general, las temperaturas de operación en el tratamiento han de oscilar entre 10 y 30 º C.

El oxígeno disuelto es un recurso básico en el medio ambiente de los lagos y ríos receptores. La vida acuática requiere niveles adecuados de oxigeno disuelto (DO). El nivel mínimo de DO recomendado por la EPA en ríos es de 5 mg/l.

Un desequilibrio entre el aporte y el consumo de oxígeno da lugar a la eutrofización, un proceso natural de envejecimiento de los lagos. Un agotamiento de oxígeno provoca la reducción de nitratos, sulfatos y carbonatos formándose, nitrógeno, amonio, bisulfuro y metano. Si por el contrario el oxígeno está en exceso se produce un desarrollo excesivo de algas y un aumento de la materia orgánica, incluso sedimentando y creando en el fondo un medio anaerobio reductor.

2.1.3. Calidad del agua

La actividad humana ejerce un significativo impacto sobre los recursos hídricos, siendo los ríos particularmente vulnerables a la contaminación, que provoca una modificación de la composición físico-química del agua y compromete su reutilización dificultando el proceso de autodepuración de los ríos.

La autodepuración de las aguas es un conjunto de fenómenos físicos, químicos y biológicos, que tienen lugar en el curso del agua de modo natural, siendo las principales reacciones que se producen la degradación de la materia orgánica por parte de las bacterias aeróbias, la asimilación de contaminantes producidas por las plantas en forma de nutrientes, procesos fotoquímicos, diluciones, etc.

La capacidad de autoregeneración de un río depende del caudal del agua, que permite la dilución del vertido y su posterior degradación. La presencia de altas concentraciones de contaminantes anula el proceso de autodepuración, rompiéndose el equilibrio y siendo difícil de recuperar si no es de manera lenta y/o artificial [7].

La calidad del agua es un término variable en función del uso que se vaya a hacer de ella. Se encuentran recogidos en la normativa española una serie de requisitos que se basan en la medición de los diferentes parámetros enunciados anteriormente. Existen diferentes índices de calidad que permiten establecer una relación entre los valores de los parámetros citados y la clasificación del agua.

El Índice de Calidad General (ICG) [8] es el índice utilizado para medir la calidad del agua en términos absolutos en la zona de estudio, consiste en un número adimensional que es función de 23 parámetros referentes a la calidad de una muestra.

El ICG toma valores de 0 a 100 siendo el primero agua muy contaminada y el valor más alto agua totalmente limpia.

En la Tabla 2.3 se pueden consultar los valores del Índice de Calidad del agua y relacionarlo con la calidad del agua existente.

Valores ICG	Calidad del agua
85 < ICG < 100	Excelente
75 < ICG < 85	Buena
65 < ICG < 75	Intermedia
50 < ICG < 65	Admisible
Inferior a 50	Inadmisible

Tabla 2.3: Valores ICG y correspondencia con la calidad del agua [8].

La clasificación de usos simultáneos adoptada en el proyecto de Directrices del Plan Hidrológico de la Cuenca del Júcar, relaciona la calidad del agua y el uso a la que va destinada.

Categoría: usos	Índice ICG	Abaste-cimiento	Vida piscícola	Baño	Riego
C1:usos exigentes	excelente	A1	Salmónidos	apta	general
C2: uso general	buena	A2	ciprínidos	apta	general
C3:uso restringido	intermedia	A3	Especies resistentes	No apta	general
C4:usos mínimos	admisible	No apta	No apta	No apta	controlado
C5: ningún uso	inadmisible	No apta	No apta	No apta	No apta

Tabla 2.4: Clasificación de usos simultáneos del agua [8].

En la Tabla 2.4 se encuentra reflejada la relación entre el índice ICG y lel uso al que va destinado. .A la hora de valorar los datos de calidad del agua, hay que tener en cuenta que en épocas de estiaje los índices son más bajos, mientras que mejoran cuando los caudales son mayores. Por otra parte, las crecidas después de un periodo seco producen el arrastre de contaminantes que disminuye los índices de calidad de los ríos.

2.1.4. Marco legal

Para los pequeños municipios de menos de 2000 habitantes la Directiva Europea 91/271/CEE no establece unos límites numéricos de concentraciones o porcentajes de reducción, sino que simplemente afirma que se debe hacer un tratamiento adecuado, que es aquel que después del vertido permite respetar los objetivos de calidad del medio receptor. A falta de objetivos específicos, muchos municipios se han conformado en utilizar los valores de vertido reflejados en la Tabla 2.5 y la Tabla 2.6 como requisitos para las pequeñas depuradoras (y por tanto como valores a alcanzar una vez realizado el diseño). No obstante, es previsible que esta situación cambie en los próximos años a medida que se vaya avanzando en la implantación de la Directiva Marco 2000/60/CE. Cabe destacar que algunos países y regiones de la Unión Europea tienen normativas específicas en cuanto a los requisitos de los vertidos de depuradoras de pequeños municipios.

Los valores de los principales parámetros característicos del efluente se establecen según Orden de 13 de Agosto de 1999 que desarrolla el Plan Hidrológico de la Cuenca del Júcar (R.D. 1664/98 de 24 de julio. Art. 3), que coinciden con la Directiva Europea 91/271/CEE. En la Tabla 2.5 y Tabla 2.6 figuran los valores máximos de estos parámetros.

Parámetro	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (1)
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO_5 a 20 ºC) sin nitrificación	25 mg/L	70-90
Demanda química de oxígeno (DQO)	125 mg/L	75
Total de sólidos en suspensión	35 mg/l	90

Tabla 2.5: Requisitos de los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas sujetos a lo dispuesto en los artículos 4 y 5 de la Directiva Europea 91/271/CEE. Zonas no sensibles [9].

Parámetro	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (1)
Fósforo total	2 mg/L P (de 10000 a 100000 hab-eq).	80
Nitrógeno total (2)	15 mg/L (de 10000 a 100000 hab-eq)	70-80

Tabla 2.6: Requisitos de los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas sujetos a lo dispuesto en los artículos 4 y 5 de la Directiva Europea 91/271/CEE. Zonas sensibles [9].

(1) Reducción de la carga en el caudal de entrada.

(2) El nitrógeno total equivalente es la suma del nitrógeno Kjeldahl total (N orgánico + NH_3), nitrógeno en forma de nitrato (NO_3^-) y nitrógeno en forma de nitrito (NO_2^-).

2.2. Sistemas de tratamiento de aguas residuales urbanas

Es necesario conocer las alternativas en cuanto al tratamiento de aguas residuales con la finalidad de poder escoger la opción que mejor se adapte a las necesidades del presente proyecto (ver capítulo 3). Los distintos sistemas utilizados en el tratamiento de aguas residuales se pueden clasificar según los criterios que se recogen en el siguiente apartado.

2.2.1. Criterios de clasificación de los sistemas de depuración.

2.2.1.1. Según el medio de eliminación de los contaminantes

Los contaminantes del agua residual se pueden eliminar por medios físicos, químicos y biológicos. Normalmente un sistema de tratamiento (o fase de proceso) es una combinación de éstos. A efectos de clasificación se considera el proceso predominante.

Procesos físicos.

Los métodos de tratamiento en los que predominan los fenómenos físicos (aplicación de fuerzas gravitatorias, centrífugas, retención física, etc.) se conocen como procesos físicos.

En este grupo se pueden incluir: desbaste de sólidos, desgrasado, desarenado, sedimentación, evaporación, desinfección y absorción.

Procesos químicos.

Los métodos de tratamiento en los que la eliminación de contaminantes se provoca mediante la adición de productos químicos o por otras reacciones químicas se conocen como procesos químicos. Entre estos podemos incluir: floculación y coagulación, neutralización, oxidación, reducción, intercambio iónico, absorción y desinfección (cloro, ozono).

Procesos biológicos.

Los métodos de tratamiento en los cuales se consigue la eliminación de contaminantes mediante una actividad biológica son conocidos como procesos biológicos. El tratamiento biológico se utiliza principalmente para eliminar las sustancias orgánicas biodegradables (coloidales o disueltas) presentes en el agua residual. Básicamente, estas sustancias se transforman en gases que pueden escapar a la atmósfera y en tejidos celulares biológicos, que pueden posteriormente eliminarse por sedimentación. En este grupo se pueden incluir: fangos activos, lechos bacterianos, depuración por humedales, lagunaje, biodiscos y sistemas de aplicación al suelo.

2.2.1.2. Según la fase de depuración

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales pueden clasificarse en función de la fase de depuración en la que se sitúen.

Pretratamiento.

El pretratamiento se define como el proceso de eliminación de los constituyentes de las aguas residuales de los que su presencia puede provocar problemas de mantenimiento y funcionamiento de los diferentes procesos, operaciones y sistemas auxiliares. Como ejemplos de pretratamientos podemos citar el desbaste y dilaceración para eliminación de sólidos grandes, bastos, etc., la flotación para la eliminación de grasas y aceites, y el desarenado para la eliminación de materia en suspensión gruesa que pueda causar obstrucciones en los equipos y un desgaste excesivo de los mismos.

Tratamiento primario.

En el tratamiento primario se elimina una fracción de los sólidos en suspensión y de la materia orgánica del agua residual. Esta eliminación se lleva a cabo mediante operaciones físicas tales como el tamizado y la sedimentación. El efluente del tratamiento primario suele tener una cantidad considerable de materia orgánica y una demanda biológica de oxígeno (DBO) alta.

Tratamiento secundario.

El tratamiento secundario de las aguas residuales está principalmente encaminado a la eliminación de los sólidos en suspensión y de los compuestos orgánicos biodegradables.

Son ejemplos de tratamiento secundario:

1. Tratamiento biológico con fangos activados
2. Reactores de lecho fijo
3. Depuración por humedales
4. Sistemas de lagunaje y sedimentación.

A menudo, en el tratamiento secundario también se incorpora la eliminación de nutrientes.

Los principales nutrientes son el nitrógeno y el fósforo, y su eliminación puede llevarse a término por procesos físicos, químicos o biologicos. Además de la eliminación de nutrientes, el tratamiento secundario también puede incluir un tratamiento avanzado para eliminar constituyentes que merecen una atención especial.

Algunas de las operaciones unitarias que conforman estos tratamientos avanzados son la coagulación química, floculación y sedimentación seguida de filtración y carbono activo.

Tratamiento terciario.

De naturaleza biológica o físico-química, reúne un conjunto de instalaciones de tratamiento que, normalmente, se sitúan detrás del tratamiento secundario para mejorar la calidad del agua. Se incluyen procesos de nitrificación-desnitrificación, procesos de eliminación de fósforo, lagunaje de maduración, lagunas de macrófitos, filtros verdes, ultrafiltración, ozonización y radiación ultravioleta [10].

2.2.2. Sistemas convencionales de depuración.

Los tratamientos convencionales dependen en gran parte de los procesos naturales como las transformaciones biológicas de contaminantes, que normalmente se producen en recipientes de hormigón, plástico o hierro y funcionan por aireación prolongada, mezclas mecánicas y una gran variedad de productos químicos. Por la gran intensidad de estas reacciones, el espacio físico que se requiere en estos procesos es mucho menor que en los procesos que se desarrollan de forma natural, es decir, un uso intensivo de la energía provocan que estos sistemas sean compactos, mientras que si se dispone de grandes superficies de terreno es conveniente valorar los sistemas naturales.

Existen distintos tipos de tratamientos convencionales (TC), incluyendo sistemas de Ventilación Biológica Extensa, Estaciones de Tratamiento Activo de los Lodos, Biodiscos (RBC), reactores continuos secuenciales (SBR), reactores biológicos de membrana (MBR) entre otros.

2.2.2.1. SBR (Sequential Batch Reactor)

Este sistema es un método de depuración que utiliza el mismo criterio que las depuradoras convencionales utilizadas en casos similares en la zona de estudio: una estación depuradora por aireación prolongada con operativa con cargas SBR (Sequencial Batch Reactor compacta tipo BIOTRIT), enteramente prefabricada. Sus características principales son:

- Depuración conforme a la actual legislación de la CEE y la legislación vigente Española.

- Estación diseñada para adaptarse a caudales punta.
- Estación depuradora que la mayoría de las veces no es vista eliminando la obra sobre el terreno.
- Simplicidad de funcionamiento y de mantenimiento.
- Extracción de los fangos excedentarios.
- Ausencia total de olor y de ruido.
- Económico en comparación con los procedimientos clásicos.

En este tipo de instalaciones el efluente desbastado es introducido directamente en la aireación sin necesidad de decantación previa. La característica más importante de este proceso es que los microorganismos del tanque se mantienen en fase de crecimiento endógena, con lo que el fango es digerido en el mismo reactor.

Es de mantenimiento fácil, económico y más sencillo de manejar que los procesos convencionales, pero requiere personal específico para la explotación de la planta.

Los datos recopilados de la depuradora de oxidación total se han solicitado a la empresa BIOTRIT, que ha enviado un ante-proyecto con las cotas de nivel más probables. Es necesario entonces, en el caso que se elija este sistema y se realice el proyecto para comprobar con exactitud estas cotas.

En la Tabla 2.7 se resumen los datos de partida de la oferta recibida para los que esta diseñada la depuradora BIOTRIT.

Número de usuarios equivalentes	350
Volumen de las aguas usadas por persona/dia	200 l
Volumen total por día	70 m^3
DBO_5 por usuario y día	60 g.
MES por usuario y día	90 g.
Caudal punta estimado	9,1m^3/h

Tabla 2.7: Datos de partida de la estación depuradora compacta BIOTRIT.

La principal desventaja en la construcción de la estación depuradora compacta es la falta de acometida eléctrica fuera del núcleo urbano. En la explotación, son varios los problemas ocasionados por el mantenimiento necesario, la falta de mano de obra cualificada y la distancia a núcleos que puedan satisfacer las necesidades provocadas por este tipo de depuradoras: tratamiento de fangos, necesidad de operarios cualificados, aumento de presupuesto en mantenimiento por desplazamiento,

A continuación, en la Tabla 2.8 se resume el presupuesto recibido por la empresa Biotrit que ha sido completado con diferentes partidas tales como obra civil, grúa necesaria para la descarga y acometida eléctrica hasta la depuradora.

Descripción	U.	M.	Precio	Total (€)
CONSTRUCCIÓN				
Estación depuradora por aeración prolongada con operativa por cargas SBR (Sequential Batch Reactor) modelo BIOTRIT-350/200 (construida en acero)	u	1,00	36.687,00	36.687,00
Depósito y bomba de dosificación cloruro férrico	u	1,00	1.003,00	1.003,00
Reja de desbaste automática	u	1,00	5.747,00	5.747,00
Tapa anti-olores para la reja de desbaste, construida en acero inoxidable AISI-304, con sifón de aceite, con marco para fijarla en el suelo mediante tornillos Spitz o similares.	u	1,00	806,00	806,00
Tapa de ventilación, Construida en acero inoxidable AISI-304, para el exterior de la depuradora y su fijación en el suelo mediante tornillos Spitz o similares. Su diseño permite la ventilación y absorción del aire.	u	1,00	1.864,00	1.864,00
Tamiz tornillo con compactación y luz de paso de 3mm, construido en acero inoxidable AISI 304.	u	1,00	14.110,00	14.110,00
Limpieza y desbroce del terreno, con medios manuales y carga manual sobre camión o contenedor	m^2	100,00	3,26	326,00

Descripción	U.	M.	Precio	Total (€)
Excavación de tierras en zanjas o pozos, de hasta 3 m de profundidad, en roca blanda, con retroexcavadora con martillo rompedor y carga mecánica sobre camión	m^3	200	10,47	2.094,00
Grúa autopropulsada de 12 t	h	6	48,90	293,40
Transporte hasta Calomarde, Teruel	u	1,00	1.850,00	1.850,00
Tubo de fosa dúctil de 150 mm de diámetro nominal interior, según la norma ISO 2531, unión de campana con anillo elastomérico de estanqueidad para agua, con grado de dificultad medio y colocado en el fondo de la zanja.	m	250,00	30,50	7.625,00
Partida alzada a justificar posibles imprevistos durante la ejecución de las obras	u	1,00	1.000,00	1.000,00
Partida alzada a justificar para la seguridad y salud durante la ejecución de las obras	u	1,00	1.000,00	1.000,00
Tramitación de la obtención de la Autorización de vertido a cauce público.	u	1,00	2.500,00	2.500,00
Línea eléctrica de 250 m. con postes cada 40 m., proyecto y dirección de obra.	m	250,00	22,84	6.210,00
Realización de un estudio de impacto ambiental.	u	1,00	3.800,00	3.800,00
Total Construcción	**€**			**87.905,40**
EXPLOTACIÓN				
Contrato de mantenimiento básico compuesto por cuatro visitas anuales, incluye: operaciones de reglaje y comprobación del correcto funcionamiento de componentes eléctricos, hidráulicos, nivel de acumulación de fangos y actualización del libro de mantenimiento.	u	1,00	1.262,00	1.262,00

Descripción	U.	M.	Precio	Total (€)
Vaciado de lodos de depuradora, 17,3 m^3 trimestral, en camiones de 9 m^3 4 veces al año.	h	32,00	80,00	2560,00
Consumo eléctrico anual	Kwh.	20.349	0,12	2.441,88
Vigilancia semanal para observación de aparatos, comprobación del cuadro eléctrico y de la concentración de fangos activados	h	168	15,00	2.520,00
Total Mantenimiento	**€/año**			**8.931,88**

Tabla 2.8: Presupuesto de la depuradora compacta (S.B.R.) (U. = unidades, M. = medición).

En el presupuesto no se contemplan los gastos por reparación de la depuradora, a menudo importantes ya que pequeñas comunidades deben la construcción de la depuradora a partidas presupuestarias puntuales y por falta de medios no contemplan un alto gasto de mantenimiento. Muchas veces estas depuradoras, al no tener una correcta conservación, dejan de tener los rendimientos esperados dejando de cumplir los objetivos para los que ha sido construida.

Este proceso se utiliza mucho en plantas para pequeñas comunidades. Un buen ejemplo se encuentra en la depuradora del camping del Algarbe en Terriente (Teruel), diseñada para 300 habitantes equivalentes y con orografía similar ya que se encuentra a 20 km del emplazamiento estudiado.

2.2.3. Sistemas naturales de tratamiento de las aguas residuales

Los sistemas naturales se conocen también como sistemas verdes, pasivos, de bajo coste, o bien tecnologías blandas o no convencionales. Se caracterizan por conseguir la mayor parte de la depuración de las aguas residuales aprovechando la interacción de distintas comunidades de organismos. Se trata por lo tanto de un proceso natural que no necesita de un aporte externo de energía ni de productos químicos.

Una mayor superficie de la instalación y, en la mayoría de los casos, ningún gasto energético, diferencian principalmente el sistema natural del convencional. Al bajo gasto energético, existente sólo en el caso de realizarse bombeos en la cabecera, se suma la escasa mano de obra necesaria para su mantenimiento y una reducción en la gestión de

fangos. Todo ello, ha llevado a un aumento gradual del uso de estos sistemas naturales, ya que estas características lo convierten en una competitiva inversión.

La depuración natural utiliza y maximiza una serie de procesos que se dan de forma natural en el medio, en un emplazamiento controlado, buscando en su fin último, el crear un espacio en el que se puedan desarrollar una serie de ecosistemas que permitan la recuperación de un recurso (el agua) y la reintroducción al ciclo de unos excedentes (contaminantes-nutrientes) convirtiéndolos en productos, de una forma no traumática para el medio [11].

Los sistemas naturales pueden clasificarse en dos categorías según el tratamiento tenga lugar fundamentalmente en el terreno o en una masa de agua (Tabla 2.9).

En los tratamientos con aplicación del agua residual sobre el terreno el suelo es donde suceden los procesos depurativos. En este tipo de tratamientos son fundamentales las interacciones entre el agua intersticial y la biopelícula que crece adherido sobre el sustrato sólido

<table>
<tr><th colspan="5">Sistemas Naturales de Tratamiento de Aguas Residuales</th></tr>
<tr><th colspan="2">Basados en el tratamiento del agua en el terreno</th><th colspan="3">Basados en los procesos que suceden en la masa de agua</th></tr>
<tr><th>Aplicación subsuperficial</th><th>Aplicación superficial</th><td rowspan="2">Sistemas con plantas flotantes</td><td rowspan="2">Lagunaje natural</td><td rowspan="2">Humedales construidos flujo superficial</td></tr>
<tr><td>Zanjas y lechos filtrantes

Humedales construidos flujo subsuperficial</td><td>Filtros verdes

Infiltración-Percolación

Filtros de arena</td></tr>
</table>

Tabla 2.9: Clasificación de los sistemas naturales de tratamiento de aguas

2.2.3.1. Humedales artificiales

Los humedales artificiales son sistemas pasivos de depuración diseñados para potenciar la descomposición de los materiales degradables contenidos en el agua residual con mecanismos que se dan de forma espontánea en la naturaleza tanto a nivel físico-químico como biológico.

En el Anexo A se explican con detalle los diferentes tipos de humedales, su funcionamiento y los mecanismos que intervienen en la eliminación de contaminantes, incluyendo la influencia de la vegetación en los procesos de degradación.

Las ventajas de este tipo de depuración son múltiples: bajo consumo energético, alta calidad sanitaria del efluente, bajos costos de explotación, buena integración de la planta depuradora en el medio rural y capacidad de regulación del sistema, aspecto muy importante detallado en el Anexo A.

El sistema requiere aproximadamente 5 m^2 por habitante equivalente, siendo un inconveniente por la mayor demanda de superficie requerida para su implantación.

En cambio, los costes de mantenimiento y de funcionamiento de los humedales artificiales representan un gran ahorro en comparación con los tratamientos convencionales [12].

Siendo los costes de inversión iniciales de los TC variables según el sistema seleccionado, los costes operativos y de reparación son mucho más elevados. Generalmente este tipo de sistemas deben rehabilitarse después de 5 a 10 años de servicio, mientras que los humedales artificiales tienen un ciclo útil medio de unos 20 años.

Se destaca los porcentajes de reducción de contaminantes superior a los exigidos legalmente dependiendo de las dimensiones y la geometría elegida del humedal [13]:

- Más del 90 % de la DBO eliminada.
- Entre el 85-95% la eliminación de la MES
- Eliminación del NTK con valores cercanos al 66%
- Un 15% en la eliminación del fósforo.

No existen gastos para productos químicos en los humedales artificiales, a menudo costosos. Proporcionan un seguro contra la inflación de los costes de mantenimiento (las partes de maquinaria, la electricidad, el servicio, los productos, etc.) y contra la dependencia de personal cualificado.

Los dos tipos de humedal que se plantean en el estudio dependiendo del tipo de flujo circulante son humedales de flujo superficial y humedales de flujo subsuperficial. En la Tabla 2.10 se muestran los diferentes procesos que suceden en ambos tipos de humedales. Se observa que aunque ocurren los mismos procesos en la degradación de ciertos contaminantes como la materia en suspensión y la DBO, no ocurre lo mismo en la eliminación del fósforo, nitrógeno y patógenos.

Contaminantes	Humedal de flujo libre	Humedal de flujo subsuperficial
Materia orgánica	Reducción de la DBO soluble por conversión biológica por efecto de bacterias aerobias que crecen en la superficie de las plantas y sobre los detritos. La DBO particulada se elimina por absorción, por filtración y por sedimentación.	Reducción por conversión biológica por intervención de bacterias facultativas y anaerobias adheridas a las superficies de las plantas y los detritos del medio de relleno del humedal
Materia en suspensión	Filtración y sedimentación	Filtración y sedimentación
Nitrógeno	Procesos de nitrificación/desnitrificación, asimilación por las plantas y volatilización.	Por filtración, sedimentación, adsorción, por asimilación por parte de las plantas y microorganismos.
Fósforo	Reducción por sedimentación y por asimilación por medio de las plantas y microorganismos.	Por filtración, sedimentación, adsorción, por asimilación por parte de las plantas y microorganismos.
Metales pesados	Absorción a las plantas, superficie de detritos y por sedimentación.	Absorción a las raíces de las plantas y los detritos, sedimentación.
Trazas de contaminantes orgánicos	Volatilización, absorción, biodegradación.	Absorción, biodegradación.
Patógenos	Muerte natural, depredación, radiación UV, sedimentación. Secreción de antibióticos de las raíces de las plantas.	Por muerte natural, por depredación, sedimentación, secreción de antibióticos desde las raíces de las plantas.

Tabla 2.10: Procesos que contribuyen a la depuración de las aguas residuales según el tipo de humedal [10].

Los rendimientos en la eliminación de contaminantes mediante sistemas naturales son parecidos a los que se consiguen mediante los sistemas convencionales.

2.3. Tratamiento de aguas en pequeñas comunidades: Sistemas descentralizados de tratamiento de aguas residuales.

Debido a su medida, las pequeñas comunidades se enfrentan a una serie de problemas que dificultan la construcción y explotación de las plantas convencionales de tratamiento de aguas residuales, habitualmente gestionadas por las entidades municipales. Los principales problemas que se presentan están relacionados con los siguientes aspectos [10]:

- Normativas de vertido estrictas: Las normativas de vertido de aguas residuales tratadas son las mismas para comunidades grandes que para pequeñas, es decir, se ven obligadas a proporcionar prácticamente el mismo nivel de tratamiento que las grandes comunidades. El problema que se plantea es alcanzar este nivel de tratamiento contando con las consecuentes limitaciones económicas y presupuestarias de una pequeña comunidad.
- Costes por habitante elevados: Debido a su medida, las pequeñas comunidades no pueden aprovechar las ventajas de la economía de escala que se derivan de la construcción de las plantas de tratamiento para grandes comunidades. Las instalaciones de tratamiento convencionales tienen un coste constructivo por habitante más elevado en pequeñas comunidades que en otras de mayor medida.
- En pequeñas comunidades, el hecho de que la población esté más dispersa también contribuye a elevar el coste por habitante.
- Limitaciones de financiación: En general, las pequeñas comunidades se enfrentan con problemas de financiación de las instalaciones de gestión de aguas residuales.
- Presupuestos limitados para la explotación y mantenimiento de las instalaciones: En la mayoría de los casos, las pequeñas comunidades disponen de recursos económicos limitados y escasa experiencia en la gestión de instalaciones de tratamiento de aguas residuales.

El diseño y explotación de plantas de depuración en pequeños núcleos debe resolverse con la misma eficacia que se hace en los grandes, si bien deben emplearse otros criterios de selección [10].

- Prioridad de procesos que requieran un tiempo mínimo de operador.
- Equipos que requieran un mínimo de mantenimiento.

- Funcionamiento eficaz ante un amplio rango de caudal y carga, (En núcleos pequeños las variaciones son grandes).
- Gasto mínimo de energía.
- Instalaciones donde los posibles fallos de equipos y proceso causen el mínimo deterioro de calidad en el efluente.
- Máxima integración en el medio ambiente.

El sistema descentralizado de tratamiento de aguas residuales (SDTAR) puede definirse como recolección tratamiento y vertimiento o reutilización de aguas residuales provenientes de hogares, comunidades aisladas, industrias o instituciones, así como también de sectores de comunidades existentes cerca del punto de generación de residuos [10].

Estos sistemas se caracterizan por [14]:

- Su sencillez en la construcción y gestión, es decir, en la operación y mantenimiento (O&M) y viene definida:
  - Ausencia de elementos mecánicos.
  - Carencia de insumos químicos o biológicos.
  - Falta de generación de subproductos cuya gestión sea excesivamente complicada
  - El flujo del agua circula por el sistema a través de gravedad
  - No son “desenchufables”, en caso de fallo del sistema eléctrico
  - Técnicas de fácil difusión, incluso entre la población rural de los países en vías de desarrollo.
  - No genera productos cuya gestión sea excesivamente complicada.
  - El flujo del agua del sistema fluye a través del sistema por gravedad.
  - Obras realizables por mano de obra local
  - Sistemas de bajo costo, tanto de inversión como de O&M.
  - Robustos, fiables en cuanto a su funcionamiento, capaces de sobreponerse por si solos a alguna crisis asumiendo con flexibilidad situaciones límite sobreponiéndose a ellas (resiliencia), un ejemplo sería sobrecargas puntuales o episodios de vertido tóxicos.

3. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS Y JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

Con lo descrito en los capítulos anteriores en los que se enuncia la problemática en las pequeñas poblaciones y las diferentes soluciones posibles, destacando entre ellas la utilización de tecnologías blandas para un sistema de tratamiento de una población, se considera el caso específico que nos concierne: la depuración del pueblo de Calomarde. Se procede a analizar las diferentes opciones de proceso para así elegir el tratamiento más adecuado. La última parte del capítulo va dirigida a justificar la opción de proceso que más se adapta a la necesidad de la población.

3.1. Situación de partida

Teniendo en cuenta que las consideraciones principales para la elección del proceso de depuración no pueden pasar por alto las características de la población, cuyo vertido hay que tratar, y la calidad requerida del entorno. Se procede a enumerar los aspectos más significativos de la situación de partida para proceder así a la elección de la solución que mejor se adapte a las necesidades requeridas.

3.1.1. Características de la población

El estudio de la evolución de la población se realiza utilizando los datos de población obtenidas en el Instituto Nacional de Estadística (INE 2007) y han estado constatadas con el Ayuntamiento de Calomarde. El objetivo fue el conocer la población fija y estacional para determinar la población de diseño con la que se dimensiona la planta. Los datos de previsión de crecimiento nos indican un ligero crecimiento de la población fija y un estancamiento en la población estacional. No existe ninguna empresa industrial conectada a la red de saneamiento, ni se prevé ninguna en un futuro. El estudio en detalle de la población se adjunta en el Anexo B.

Para la estimación de la población equivalente se considera toda la población fija y estacional. La población actual del sistema es de 50 habitantes fijos y un máximo de 275 estacionales.

Una estimación conservadora de la población se muestra en Tabla 3.1 y tiene en cuenta 150 personas los fines de semana de primavera, otoño e invierno (90 días al año), 80 personas los meses de primavera (100 días al año) y 200 personas los meses de verano en que no hay una población máxima (75 días al año).

	Nº de personas	Nº de días
Población máxima	325*	15
Meses de verano	200*	75
Fines de semana	150	90
Días de primavera	80	100
Invierno	50	85

Tabla 3.1: Resumen aproximativo de la población estacional en los diferentes periodos del año [15].

Toda la población de Calomarde coincide en los periodos de fiestas durante 15 días al año obteniendo la población máxima de 325 habitantes. En los meses de invierno, únicamente vive la población fija de 50 habitantes, excepto los fines de semana. Se calcula que el pueblo permanece en estas condiciones durante 85 días al año

3.1.2. Calidad requerida

El río Blanco también llamado río de la Fuente del Berro desemboca aguas abajo al río Guadalaviar, que pertenece a la Cuenca Hidrográfica del Júcar. Para esta cuenca las directrices del Júcar enumeran una serie de objetivos para aguas superficiales que figuran en el REAL DECRETO 907/2006 [16].

- Prevenir el deterioro del estado de las masas superficiales.
- Proteger, mejorar y regenerar todas las masas de agua superficial con el objeto de alcanzar un buen estado de las mismas.
- Reducir progresivamente la contaminación procedente de sustancias prioritarias y eliminar o suprimir gradualmente los vertidos, las emisiones y las pérdidas de sustancias peligrosas prioritarias.

Con la asignación del río Guadalaviar de aguas con calidad para consumo humano del tipo A2, se plantea el objetivo de conseguir en la Comunidad de Albarracín aguas de tipo A1. El río Blanco se le exige un objetivo de calidad de agua “tipo S” (Aguas Salmónicas), por lo tanto con un valor del ICG > 85 (Índice de Calidad General) se obtendrían aguas de calidad excelente.

En la página web del portal de Aragón [17] se clasifica el agua del río de la fuente del Berro 2 Km. aguas abajo, en un lugar de interés turístico (Cascada de Calomarde), con

una apreciación de aguas cristalinas, una calidad de aguas 1 según el plan hidrológico del Júcar y unos objetivos ambientales en muy buen estado.

Se destaca la presencia de zonas protegidas en la zona,

Como figuras de protección:

- ZEPA ES0000309
- Montes universales-Sierra del Tremedal

Como proximidad a las figuras de protección:

- Paisaje Protegido de los Pinares de Rodeno de Albarracín
- LIC ES240039 Rodeno de Albarracín
- LIC ES2420140 Estrechos de Guadalaviar

Los índices de calidad son determinados en la estación JU305, conocida con el nombre Albarracín aguas arriba. En el Anexo B se puede consultar los informes de septiembre 2008 y enero 2009. Cabe esperar que en julio y agosto los resultados sean bastante más desfavorables debido al aumento de la población provocado por la estacionalidad de la comarca, ya que la disminución de lluvias coincide con el mayor vertido de los pueblos provocados por esta estacionalidad.

Actualmente, si la comarca no dispone de un índice de calidad excelente es por la falta de depuración de todos los pueblos de menos de 1000 habitantes de toda la zona. Este hecho encarrila el diseño a elegir, obligando a dimensionar una planta de tratamiento que sirva de ejemplo y guía para que todos los pueblos de la zona puedan verter las aguas al medio permitiendo mejorar la calidad existente. Es importante prestar especial atención a la época estival, procurando conseguir una calidad de las aguas superficiales semejante al agua de gran calidad que circula en estaciones de menor población y mayor caudal.

3.2. Descripción de alternativas

La redacción del presente proyecto viene dado por la necesidad de depuración de pequeños núcleos urbanos con unas características muy similares. Para empezar, se destacan dos alternativas entre las que se plantea la agrupación de municipios para tratar de forma común las aguas residuales brutas o tratar de manera individualizada cada localidad. Una tercera opción pasa por dejar el sistema tal y como está, con el actual pozo ciego. En la Figura 3.1 se puede observar gráficamente las distintas alternativas que se analizarán para la posterior elección del sistema que mejor se adapte a las necesidades de la población.

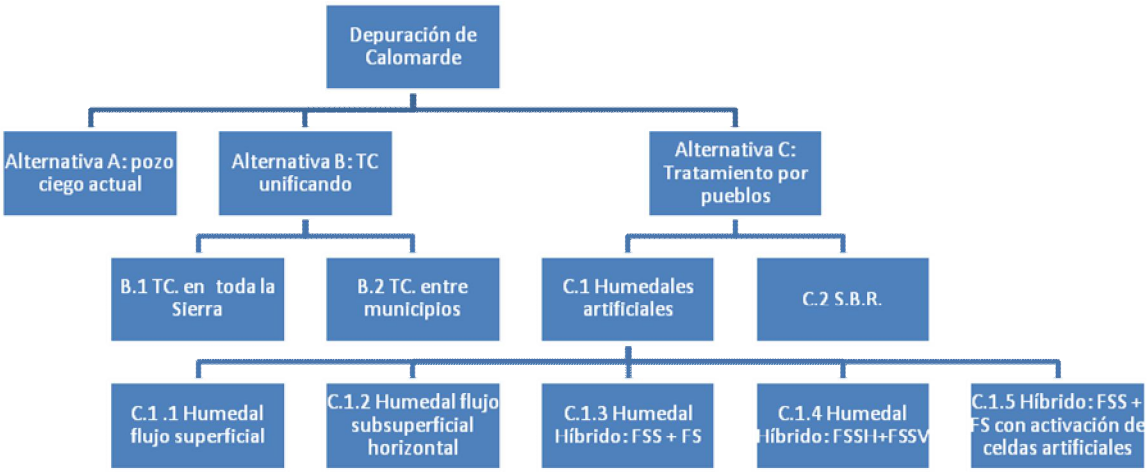

Figura 3.1: Esquema de las alternativas analizadas para la depuración de las aguas de la población de Calomarde.

3.2.1. Alternativa A: Fosa séptica actual.

Se trata de no realizar ningún proyecto y dejar la depuración de Calomarde en la misma situación en la que se encuentra, es decir, se acumulan las aguas residuales en una fosa y posteriormente se filtran al terreno.

3.2.2. Alternativa B: Depuración mediante un TC una agrupación de municipios.

En general, la tendencia que se establece hoy en día a la hora de realizar una planificación de las estructuras de depuración, es la de reducir al máximo el número de depuradoras existentes. Diversos son los motivos en los que se apoya esta tendencia:

- Aprovechar la economía de escala al ejecutar una sola depuradora, pero más grande, en lugar de varias pequeñas.
- Reducción de los focos de posible contaminación y olores.
- Reducción de número de puntos de vertido.
- Disminución en los costes de explotación.

A continuación, se enuncian las posibilidades para el saneamiento de los núcleos de población de la Sierra de Albarracín.

1. Una única depuradora, que unifique la zona de estudio. Esta alternativa considera una única depuradora para toda la Sierra de Albarracín

2. Crear agrupaciones, tratando de disponer para la mayoría de núcleos, una estación depuradora. Se establecerían depuradoras en lugares estratégicos tratando así las aguas residuales del máximo número de pueblos.

En el caso de ser la alternativa más conveniente se procederá a un estudio en detalle del número de poblaciones agrupables para encontrar el tratamiento convencional más adecuado para la depuración de la zona a tratar.

3.2.3. Alternativa C: Tratamiento individualizado para cada municipio

Se dispone de un sistema de depuración para cada uno de los núcleos.

Las aguas residuales urbanas están contaminadas básicamente por contaminantes de tipo orgánico disueltos. Este punto condiciona la elección de un sistema biológico, pues éste elimina, además de los sólidos en suspensión y los coloides, la materia orgánica disuelta que no es capaz de eliminar un tratamiento físico-químico. Además destaca por un rendimiento en cuanto a eliminación de DBO y DQO sensiblemente mayor.

A continuación se presentan dos sistemas biológicos que cumplen con los criterios descritos en el apartado 3.2.4 para la elección del proceso de tratamiento.

3.2.3.1. Alternativa C.1: Humedales artificiales

Es por este motivo que se procede a enunciar las distintas alternativas compuestas por los diferentes tipos de sistema de tratamiento

- **C.1.1 Humedal de flujo superficial:**

Consiste en un humedal artificial en su totalidad de flujo superficial, destaca por su mayor TRH (tiempo de retención hidráulica) que otorga una mayor resiliencia. El flujo esta en contacto con la superficie provocando una mejora del ecosistema existente con la aparición de nuevas especies que favorecen el funcionamiento del humedal.

- **C.1.2 Humedal de flujo subsuperficial horizontal:**

La planta de tratamiento se basa en un humedal artificial enteramente de flujo subsuperficial horizontal. Necesita menos superficie para su implementación por la mayor tasa de reacción en el proceso de depuración provocado por el afincamiento de la biopelícula en la grava, donde encuentra una mayor superficie que en humedales superficiales.

- **C.1.3 Tratamiento híbrido compuesto por un humedal de flujo subsuperficial horizontal y un humedal de flujo libre (FSSH+FS):**

Se plantea la posibilidad de diseñar un humedal híbrido, con una parte de flujo subsuperficial y otra de flujo libre, donde el paso del flujo por diferentes medios facilita la eliminación de contaminantes. Se pretende entonces, conseguir un mayor rendimiento en contaminantes de difícil eliminación. Un ejemplo serían los patógenos, cambios de medio pueden aumentar la eliminación de estos en varios logaritmos [12]. También se estudia la posición de los humedales en la línea de tratamiento para favorecer estas reacciones.

- **C.1.4 Tratamiento híbrido compuesto por un humedal de flujo subsuperficial horizontal y un humedal subsuperficial de flujo vertical (FSSH+FSSV):**

Esta elección se fundamenta en la buena capacidad para eliminar el nitrógeno en los humedales subsuperficiales verticales y en la menor superficie necesaria en comparación con sistemas horizontales.

- **C.1.5 Tratamiento híbrido compuesto por un humedal de flujo subsuperficial horizontal y un humedal de flujo libre (FSSH+FS) (con activación de líneas en paralelo según temporada):**

Se analiza un sistema donde se pueda activar una línea en el momento en que aumenta el volumen de aguas a tratar. Esta opción permite desactivar celdas que puedan congelarse en invierno y evitar un tiempo excesivo del flujo en el humedal.

De esta manera, se proponen sistemas en serie o paralelo en los que, dependiendo de la estación se activan o inactivan celdas, creando dos líneas de tratamiento diferentes para los dos periodos existentes. El periodo 1 empieza en primavera, activando las balsas con el aumento de población producido en Semana Santa. A finales de octubre, con el aumento

del frío y la disminución de la población estacional, empieza el periodo 2, en el que el menor caudal permite utilizar un humedal de superficie inferior.

Aparte de estos diseños se estudiarán diferentes variables de necesaria consideración para poder ajustar a óptimos los niveles de depuración, como la profundidad, el gradiente hidráulico, tipo de plantación, etc.

3.2.3.2. Alternativa C2: Sequencial Batch Reactor (SBR)

Se trata de un sistema convencional de depuración, una estación compacta por aireación prolongada con operativas de cargas SBR, tratada en el apartado 2.2.2.1.

3.2.4. Consideraciones generales para la elección del proceso de tratamiento

Los criterios de selección del sistema de depuración considerado se han basado principalmente en los siguientes puntos:

- Costes: Costes anuales totales, incluyendo la amortización del sistema, operación, mantenimiento y depreciación.
- Mínimo consumo energético.
- Calidad del efluente.
- Mínimo mantenimiento y requerimiento de técnicos especializados.
- Sistemas que soporten las variaciones de caudal dada la gran estacionalidad que nos encontramos.
- Mínimo impacto visual y máxima integración en el medio, contemplando la posibilidad de mantener y/o aumentar la riqueza natural

3.3. Valoración de alternativas

Tras conocer las principales características de los tratamientos a comparar, se resumen los criterios fundamentales en los que se basa la elección del tratamiento. Se procederá una vez valorados estos aspectos a la elección del sistema más adecuado y que más se adapte a las necesidades de la población estudiada.

3.3.1. Criterios de valoración

Se han establecido los criterios más importantes que necesita cumplir la instalación como variables en la elección del sistema de tratamiento: criterios de tipo técnico, factores económicos o cuestiones medioambientales.

Así pues se establecen las siguientes variables agregadas (magnitudes de mayor relevancia para la toma de decisiones), compuestas de las variables simples que se detallan:

1 Criterios económicos

1.1 Inversión en línea de tratamiento: se valoran los costes derivados de la implantación del sistema de depuración en la localidad.

1.2 Costes de explotación: Se tiene en cuenta el consumo energético, personas encargadas del mantenimiento y su formación y el coste de gestión de fangos dependiente del volumen anual producido.

2 Criterios técnicos

2.1 Criterios técnicos en la fase de implementación: Se tiene en cuenta tanto las características técnicas de la depuradora como el personal contratado en su construcción.

2.2 Mantenimiento: Vida útil y requerimientos del personal encargado.

3 Criterios Medioambientales

3.1 Calidad de las aguas residuales vertidas en el medio: Calidad de las aguas residuales en cuanto a eliminación de diferentes contaminantes.

3.2 Impacto en el medio: Integración del sistema de depuración en el paisaje analizando aspectos como la afectación paisajística.

4 Criterios sociales:

4.1 Impacto en la población: Efectos sobre la población y posible actuación sobre el sistema.

3.3.2. Valoración de alternativas

Una vez definidos los criterios en el que se fundamenta la elección del sistema de tratamiento se procede a la valoración de las alternativas.

En primer lugar, se valora la alternativa A, que implica seguir con la opción actual, un pozo ciego que sufre filtraciones. Esta elección no cumple con los objetivos propuestos en el apartado 1 ya que no adaptaría a la población a la directiva que obliga a tener depuradas sus aguas antes del 2015 ni la finalidad a la que va destinada este proyecto: la conservación del medio natural en la Sierra de Albarracín.

En segundo lugar, se procede a la valoración de la alternativa B, la depuración de los municipios mediante una agrupación. El objetivo fundamental es minimizar los costes de implementación y explotación.

En la depuración de toda la Sierra, opción B1, debe tenerse en cuenta que la gran extensión de la zona desencadena en unos claros condicionantes físicos:

- Distancia excesiva entre municipios.
- Topografía irregular. Existencia de barrancos y cadenas montañosas.
- Barreras físicas necesarias a salvar, caso de carreteras nacionales y cruce de vías.

Observando la localización geográfica de Calomarde y la situación de los pueblos de alrededor se valora la opción B2, en la que se agrupa la depuración de varios pueblos cercanos. Los diferentes condicionantes que se han adoptado a la hora de desechar la agrupación entre diferentes municipios son:

- Topografía. Este es el condicionante más importante, ya que el trazado de los colectores queda condicionado por los puntos de vertido y accidentes naturales. La distancia entre los distintos núcleos se considera muy elevada como para llevar los vertidos desde un municipio a otro, ya que colectores de saneamiento tan largos, junto a caudales de aguas residuales tan bajos, ocasiona que el tiempo de residencia en su interior sea muy alto, lo que unido a la ausencia de oxígeno y el desprendimiento de compuestos sulfurosos ocasionaría inevitablemente la emisión de olores.

- Barreras físicas. Se incluyen las de índole natural, como las que refieren a infraestructuras. El cruce de cauces fluviales, paso de cadenas montañosas y carreteras condiciona el trazado de colectores y ubicación de las instalaciones.

- Distancias entre municipios. Largas distancias entre municipios supone la adopción de mayores infraestructuras de condición de aguas, aumentando los costes de implantación y de explotación anual del conjunto de las instalaciones.

- Otros condicionantes. Es el caso de existencia de lindes de división entre términos municipales hace que exista una barrera político-administrativa ya que cada uno de los municipios reclamaría para si el agua depurada.

Por lo tanto, a la vista de lo anteriormente expuesto se concluye que lo ideal es realizar la depuración del agua residual generada en el municipio de forma independiente, es decir, la alternativa C.

Debido a las múltiples características comunes de las opciones en la línea de tratamiento de los humedales artificiales, se opta por comparar las alternativas C.1 y C.2.

En la Tabla 3.2 se resumen las principales consideraciones a tener en cuenta para la elección del sistema que más se ajuste a las necesidades de la población estudiada.

	Humedales artificiales	SBR
Criterios económicos		
Inversión línea de tratamiento	• Coste inicial más elevado que la S.B.R. • No hay problema por la gran extensión de terreno necesaria al existir terrenos de propiedad municipal. Se reducen costes iniciales. • Necesita pretratamiento	• Coste inicial competitivo • Necesidad de construcción de red eléctrica en el emplazamiento de la depuradora. • No necesita de pretratamiento
Costes de explotación	• Mínimo coste de mantenimiento: nulo consumo energético, tareas de mantenimiento sin requerimiento de personal cualificado. • Menor coste de gestión de fangos con una producción entre 4 y 13 m^3 al año.	• Gastos adicionales en el mantenimiento derivados del consumo energético, y necesidad de personal especializado. • Producción de fangos de 69,2 m^3 al año.

Criterios técnicos		
Criterios técnicos en la construcción	• Construcción perfectamente realizable por mano de obra local. • Posibilidad de ajustar la planta del tratamiento a las necesidades requeridas mediante el diseño. • Existencia de terrenos llanos, con poca pendiente, suficientemente extensos para ubicar una depuradora de estas características.	• Necesidad de técnicos especializados, tanto para la construcción como para el mantenimiento. • Problemas técnicos derivados de la falla de las máquinas y el subministro de electricidad.
Criterios técnicos en el mantenimiento	• Vida útil media de 20 años [10]. • No existe requerimiento de personal especializado	• 20 años de vida útil. • Necesidad de técnicos especializados.
Criterios ambientales		
Calidad de las aguas	• Resultados superiores a los exigidos legalmente, eliminando según el diseño toda clase de contaminantes • Criterios estrictos en el vertido de contaminantes. • Capacidad de resiliencia.	• Vertido de acuerdo con las normas vigentes actuales de la CEE reflejada en la Tabla 2.5 • No se especifica los niveles de eliminación del fósforo, del nitrógeno y de otros contaminantes.
Impacto ambiental	• Afectación paisajística positiva: integración total en el paisaje. • Potenciación de ecosistemas existentes y creación de nuevos aumentando la riqueza ambiental de la zona. • Nulo consumo de energía. • Sin productos químicos.	• Poco impacto visual de la depuradora debido a las pequeñas dimensiones. • Impacto visual creado por la necesidad de red eléctrica.

Criterios sociales		
	• Contratación de mano de obra local tanto para la construcción como para el mantenimiento. • Potenciación del turismo rural a causa de un sistema de depuración en equilibrio con el entorno. • Obtención de forrajes y materias primeras.	

Tabla 3.2: Características principales de los tratamientos comparados que favorecen la elección del tratamiento.

Alternativas	C.1.1	C.1.2	C.1.3	C.1.4	C.1.5	C.2
Criterios económicos						
Inversión	+	+	+	+	+	++
Explotación	++	++	++	++	++	0
Criterios técnicos						
Construcción	++	++	++	++	++	+
Explotación	++	+	++	+	++	0
Criterios ambientales						
Calidad	+	+	++	++	++	-
Impacto	++	+	++	+	++	0
Criterios sociales						
	++	++	++	++	++	0

Tabla 3.3: Análisis cualitativo de las diferentes alternativas teniendo en cuenta los criterios de valoración. (++ muy positivo, + positivo, 0 neutro, - negativo)

Una vez realizada la comparación de los dos sistemas con mayores diferencias, se realiza en la Tabla 3.3 un análisis cualitativo con las diferentes alternativas disponibles.

Uno de los objetivos del proyecto es la conservación del medio natural existente en la Sierra de Albarracín. La depuración de todas las poblaciones de menos de 1000 habitantes es un primer paso para conseguir estos objetivos. Es indispensable pues, un sistema de depuración con buena integración en el medio que proporcione una excelente calidad en el vertido de las aguas, con capacidad de resiliencia y autorregulación [18].

La etapa de explotación sin prácticamente mantenimiento ni gasto energético, la generación de puestos de trabajos locales derivados de la construcción del sistema de tratamiento y del mantenimiento, pueden paliar unos gastos iniciales sensiblemente mayores.

Estas consideraciones junto con la posibilidad de ajustar el diseño a las necesidades de la población sitúan la opción de depuración mediante humedales artificiales como la más adecuada, descartando la opción C.2: depuración mediante un sistema convencional compacto S.B.R.

En el siguiente capítulo se muestran las alternativas de diseño para elegir la que mejor se adapte a la población de Calomarde.

3.3.3. Justificación de la línea de tratamiento

Una vez elegido la clase de tratamiento que más se ajusta a las necesidades de esta pequeña localidad, se procede a elegir el tipo de humedal y los parámetros básicos que definen el sistema de depuración para optimizar el rendimiento del sistema.

Es importante, sobretodo en el periodo cálido, evitar la aparición de olores y mosquitos. Un humedal de flujo subsuperficial evita el contacto del agua con la superficie, evitando así la aparición de ambos [12]. En el Anexo A se destaca la mayor superficie de asentamiento de los microorganismos en este tipo de humedales aumentando así su rendimiento. Es entonces adecuado este sistema para un primer tratamiento donde el agua se encuentra con mayor carga contaminante.

Por lo tanto se descarta el humedal en su totalidad superficial, opción C.1.1.

Una parte superficial en el humedal es fundamental para la creación de nuevos hábitats que potencien la creación de ecosistemas. Al estar en contacto el flujo con la superficie, se facilita la aireación y la eliminación de patógenos por UV. También se pretende potenciar un

cambio de medio provocado por el paso de flujo subsuperficial a superficial provocando así un stress que facilita la degradación de contaminantes, este tema se trata con más detalle en el Anexo A.

Se descarta entonces un humedal en su totalidad de flujo subsuperficial (opción C.1.2), llegando a la conclusión que la mejor opción es un humedal de tipo híbrido, con partes superficiales y partes subsuperficiales.

Aunque los humedales verticales presentan muy buenos rendimientos, manifiestan un grave problema de colmatación que aumentaría considerablemente los costes de mantenimiento. Al no tener problemas de superficie, se descarta una parte subsuperficial vertical (opción C.1.4).

Finalmente, se descarta la opción B.1.5 en el que se considera la activación/desactivación de celdas. Se volverá a esta opción en caso de falla del sistema provocada por las bajas temperaturas.

Contrastando los resultados obtenidos Tabla 3.3 se presenta la opción B.1.3 como la elección que satisface los criterios manifiestos en apartados anteriores.

3.4. Justificación del emplazamiento del sistema de depuración.

El punto de vertido actual de Calomarde esta situado a 150 metros al este de la primera casa del pueblo. Este punto se eligió en su momento en base a la dirección de los vientos y a la pendiente existente. Se observa que el crecimiento del pueblo se esta produciendo hacia el norte y el oeste.

Los criterios que se han seguido para elegir la ubicación son:

- Plan vigente. En Calomarde el plan vigente es el expuesto en la delimitación de suelo urbano publicado por la Dirección general de Urbanismo y Protección del Territorio, que data de 1990. La ubicación del humedal se encuentra fuera de la delimitación de suelo urbano.

- Proximidad del núcleo urbano. Como se ha mencionado en el Anexo A, apartado de clima, los vientos predominantes provienen del suroeste y del noroeste. La ubicación del sistema de depuración a 200 m al este de la población asegura que los problemas de olores sean inexistentes.

- Topografía del terreno. Existe una ligera pendiente existente que facilita la tarea de diseño hidráulico. En el Anexo C se detalla un estudio geotécnico básico en el que cabe destacar que no hay ningún problema de excavabilidad.

- Acceso al humedal. El punto previsto de construcción se encuentra situado cerca de la carretera, beneficiando la entrada de maquinas, camiones, etc.

- Expropiaciones del Terreno. Los terrenos elegidos para la ubicación del humedal son propiedad del ayuntamiento, disminuyendo así los costes derivados de la adquisición de terrenos. No esta situada en ninguna zona protegida.

El lugar elegido para la ubicación de los humedales construidos se sitúa al este de Calomarde, muy cerca del punto de vertido, como se observa en la Figura 3.2 dista 200 m de la primera casa del pueblo.

Figura 3.2: Mapa de ubicación del humedal artificial en el pueblo de Calomarde.

4. Descripción de la línea de tratamiento

El sistema de depuración se divide en tres procesos claramente diferenciables: pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario (los humedales propiamente).

El pretratamiento y el tratamiento primario son tratamientos previos cuyo objetivo principal consiste en eliminar o reducir la presencia de los materiales más gruesos que obturan y desgastan tuberías y canales, y que pueden colmatar los humedales.

En la medida de lo posible, será preferible en el pretratamiento la utilización de equipos sencillos, evitando los electromecánicos, ya que los humedales artificiales son sistemas de bajo coste y con un mínimo gasto energético.

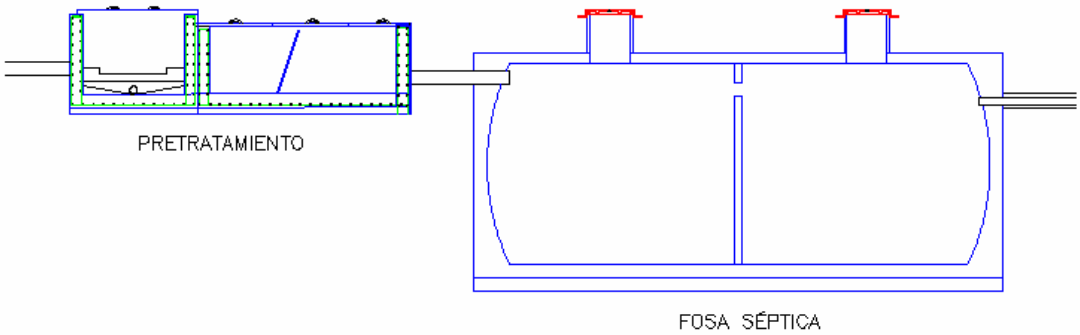

Figura 4.1: Esquema de nuestra opción de tratamiento previo y tratamiento primario para el sistema de humedales artificiales.[19].

4.1. Pretratamiento

El pretratamiento busca acondicionar el agua residual para facilitar postratamientos preservando la instalación de erosiones y taponamientos. La función esencial del pretratamiento consiste en eliminar sólidos gruesos (piedras, ramas, plásticos, etc.) y arenas que pueden dañar o interferir en los procesos posteriores.

Para el pretratamiento se diseñará un aliviadero seguido de un canal de desbaste para la eliminación de sólidos gruesos [19].

4.1.1. Aliviadero de entrada

La misión del aliviadero es la de evacuar el excedente de caudal sobre el que se ha calculado como tope para el funcionamiento del humedal artificial y que podría provocar un lavado en la biomasa activa [13].

Consiste en una arqueta de planta rectangular en la que a cierta altura de agua, toda aquella fracción de caudal que supere dicha altura es separada y vertida directamente pasando tan solo por una reja en un canal adjunto al canal de desbaste

El diseño del aliviadero [19] se basa en que el agua residual excedente está tan diluida que la concentración de los contaminantes será similar a la que tendría si fuese tratada. A tal efecto, el aliviadero se diseña para que empiece a actuar cuando se supera 10 veces el caudal medio que llega a la estación depuradora y se determina por la ecuación (4.1):

$$Q_v = Q_{lluv} - 10 \cdot Q_{med} \qquad (4.1)$$

Siendo,

Q_v el caudal de vertido que debe evacuar el aliviadero, en m^3/s.

Q_{lluv} el caudal de lluvia + agua residual que llega a la instalación, en m^3/s.

$Q_{med,}$ el caudal medio, en m^3/s.

Para calcular el caudal por metro lineal (Q_{ml} ($m^3/m \cdot s$)) es necesario obtener la altura del agua en el canal. Aplicando la ecuación (4.2) para el agua de lluvia (Q_{lluvia}) y para el caudal máximo instantáneo (Q_{max}) se obtienen las respectivas alturas del agua en el canal (P_{lluvia}, P_{max}).

$$\frac{Q_{max/\,lluv}(m^3/s)}{v\ (m/s) * ancho(m)} = P_{max/\,lluv}(m) \qquad (4.2)$$

La velocidad del agua es 0,9 m/s y el ancho de canal 0,3 m. cuando ocurren los dos caudales. La altura de lámina de agua sobre el vertedero (H) se obtiene de la diferencia entre la altura de la lluvia (P_{lluvia}) y la altura del caudal máximo instantaneo (P_{max}). Los resultados se recogen en la Tabla 4.1:

Q_v		P_{max}		P_{lluvia}		H	
Valor	Unid.	Valor	Unid.	Valor	Unid.	Valor	Unid
0,077	m^3/s	0,011	m	0,30	m	0,285	m

Tabla 4.1: Caudal de vertido que debe evacuar el aliviadero (Q_v), altura de caudal máximo (P_{max}), altura del agua de lluvia (P_{lluvia}) y altura de la lámina de agua sobre el vertedero (H).

La altura de vertedero se calcula al dividir el caudal a aliviar entre el caudal por metro lineal de vertedero. Éste último, se determina mediante la fórmula simplificada de Francis [19], en la ecuación (4.3):

$$Q_{ml} = 1{,}83 \times (1 - (0{,}2 \times H)) \times (H)^{1{,}5} \qquad (4.3)$$

En la Tabla 4.2 se reflejan los resultados finales del diseño:

	Valor	Unidades
Q_{ml}	0,28	$m^3/m^2 \cdot s$
H	0,29	m

Tabla 4.2: Resultados finales de diseño del aliviadero.

Consideramos la altura de vertedero de 0,35 m dando un margen de seguridad a la altura calculada.

4.1.2. Canal de desbaste

El canal de desbaste es el primer proceso unitario con el que se encuentra el agua al llegar al humedal (Figura 4.2) En él se separan los grandes sólidos mediante su intercepción con rejas, y se produce, además, un desarenado ya que se construye con una sección mayor que el colector de llegada, ralentizando la velocidad del agua dejando así el tiempo necesario para que las partículas sedimenten por gravedad. Así pues, el canal hace funciones de desbaste y desarenado de forma simultánea.

Los desarenadores de flujo horizontal son los más habituales en plantas de pequeño tamaño. Esta unidad permitirá separar las materias pesadas de granulometría superior a 200 µm, evitando su sedimentación en los canales y conducciones, protegiendo de la abrasión y previniendo sobrecargas en las fases de tratamiento siguientes. Durante el desarenado también hay una cierta reducción de partículas de tipo orgánico.

Figura 4.2: Canal de desbaste en la planta de tratamiento [19].

El canal se dimensiona con una anchura constante, siendo ésta seleccionada del mayor valor entre el necesario para las rejas y el calculado para el desarenador. A continuación se establece el ancho necesario para las rejas usando los valores recomendados en la Tabla 4.3:

Características	Reja de Gruesos	Reja de Finos
Modo de funcionamiento	Manual	Automático
Anchura de los barrotes (mm)	>12	<6
Luz entre barrotes (mm)	50-100	10-25
Pendiente en relación a la vertical (grados)	30-45	
Velocidad de aproximación (m/s)	0,3-0,6	
Pérdida de carga admisible (m)	0,15	0,15

Tabla 4.3: Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un canal de desbaste y sus respectivas rejas [5].

Reja de gruesos

En primer lugar, fijando el ancho del canal a la misma medida que el ancho del aliviadero se dimensiona la reja de gruesos teniendo en cuenta el ancho de los barrotes, la luz entre ellos y el grado de colmatación máximo con el que se espera operar. Para este fin se utiliza la ecuación (4.4).

$$W_u = (A_c - n \cdot A_b) \cdot \left(1 - \frac{G}{100}\right) \qquad (4.4)$$

Siendo,

W_u el ancho útil de paso, en m.

A_c el ancho de canal, en m.

N el número de barrotes.

$A_b$el ancho de barrotes, en m.

G el grado de colmatación.

El calado necesario para un grado de colmatación determinado se calcula con la ecuación (4.5):

$$h = \frac{Q}{v} \times \frac{1}{W_u} \qquad (4.5)$$

Donde,

h es el calado, en m.

Q el caudal de paso, en m^3/s.

v la velocidad de aproximación, en m/s.

Al resultado obtenido se le añade un resguardo de 0,2 m y se aproxima a una dimensión más estándar.

Conociendo el tiempo de retención y la velocidad de paso del agua puede calcularse la longitud del canal utilizando la ecuación (4.6):

$$L = v \cdot T_H \qquad (4.6)$$

Sustituyendo los valores de diseño seleccionados en la Tabla 4.4 se obtienen los resultados finales del diseño de la reja de gruesos enumerados en la Tabla 4.5:

Parámetro		Valor	Unidades
Ancho de canal	A_c	0,3	m
Número de barrotes	N	5	
Ancho de barrotes	A_b	15	mm
Luz entre barrotes		50	mm
Grado de colmatación	G	30	%

Parámetro		Valor	Unidades
Caudal de paso	Q	0,001	m^3/s
Velocidad de aproximación	V	0,3	m/s
Tiempo de retención	T_H	5	s

Tabla 4.4: Datos utilizados para calcular el diseño de la reja de gruesos [19].

Parámetro		Valor	Unidades
Ancho útil de paso	W_u	0,16	m
Calado	H	0,3	m
Longitud del canal	L	1,5	m

Tabla 4.5: Valores finales de diseño de la reja de gruesos y del canal de desbaste [19].

Desarenador

Para dimensionar la zona de desarenado utilizamos la Tabla 4.6:

Parámetro	**Valor**	
	Intervalo	**Valor típico**
Flujo horizontal (canales desbaste)		
Carga hidráulica		<70 m^3/m^2·hora (a Qmáx)
Velocidad horizontal del agua	0,2-0,4 m/s	0,3 m/s
Tiempo de retención	45-90 s	60s
Longitud	20-25 veces la altura de la lámina de agua	
Relación Largo-ancho	1,5-3,0	2
Aireados de flujo helicoidal		
Carga hidráulica		<70 m^3/m^2·hora (a Qmáx)
Velocidad horizontal		<0,15 m/s
Tiempo de retención a caudal punta	2 - 5 min	3
Relación longitud anchura	3:1 a 5:1	4:1
Profundidad	2 - 5 m	
Relación anchura-profundidad	1:1 a 5:1	1,5:1,0
Longitud	7,5 a 20 m	
Anchura	2,5 a 7 m	
Suministro de aire	0,20-0,60 m^3/min	0,5

Tabla 4.6: Valores recomendados de los parámetros necesarios para diseño de desarenadotes [19].

Con la ecuación (4.7) se determina la sección transversal, con la que seguidamente obtendremos el calado:

$$A = \frac{Q_{\max}}{V_H} \qquad (4.7)$$

A continuación se verifica la carga hidráulica superficial, con la ecuación (4.8):

$$C_s = \frac{Q_{\max}}{L \cdot W} \qquad (4.8)$$

Como el calado necesario para el desarenado es menor que el calado calculado para el desbaste de gruesos, se toma éste último como el calado de diseño.

Las dimensiones del desarenado se resumen en la Tabla 4.7:

	Valor	Unidades
L	1,2	m
h	0,3	m
C_s	9,83	$m^3/m^2 \cdot h$

Tabla 4.7: Dimensión de la zona de desarenado.

La carga hidráulica es de 9,83 $m^3/m^2 \cdot h$. Como este valor no excede de 70 $m^3/m^2 \cdot h$ (a $Q_{máxh}$), se acepta el diseño

4.2. Tratamiento primario

Normalmente los tratamientos de aguas residuales urbanas se ven sometidos a una alimentación continua de aguas con alta carga de materia en suspensión. Es necesario reducir esta concentración para prevenir los humedales de su pronta colmatación y, en efecto, garantizar su buen funcionamiento a largo plazo.

Las fosas sépticas permiten la sedimentación de la materia en suspensión y su acumulación en el fondo en forma de lodos que se van descomponiendo por vía anaeróbica. La digestión reduce el volumen de lodos gracias a la producción de gases como el dióxido de carbono, el metano y al ácido sulfhídrico.

Divididas en dos o más compartimentos, la mayoría de sólidos sedimentan en la primera cámara mientras en la siguiente sedimentan y almacenan los lodos que rebosan la primera cámara [20]. Las fosas sépticas disponen de un registro por cada cámara para permitir su inspección y vaciado. Además están acondicionadas con chimeneas para evacuar los gases que se producen en su interior oxidándolos mediante un filtro biológico evitando así malos olores.

Se puede distinguir en el volumen de la fosa séptica tres zonas, una inferior destinada a la acumulación de lodos, una central para la fase líquida y otra de resguardo donde se acumulan las grasas. Pueden observarse estas zonas gráficamente en la figura 4.3.

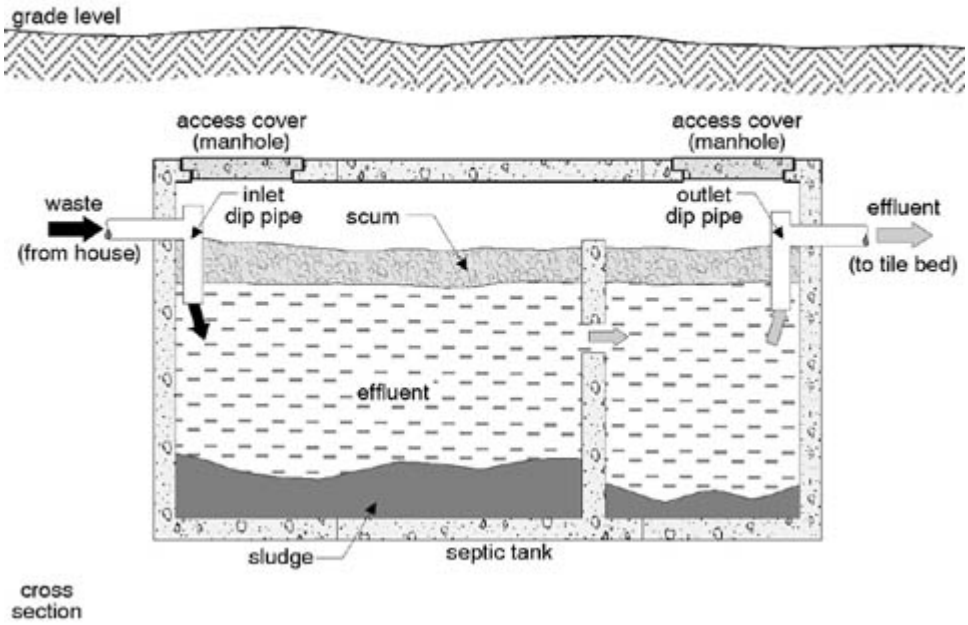

Figura 4.8: Esquema de una fosa séptica de dos compartimentos [21].

Se dimensiona una fosa séptica de hormigón siguiendo los valores recomendados en la Tabla 4.8.

PARÁMETRO	VALOR RECOMENDADO
Profundidad de la columna de agua	1,2 m
Resguardo de materia flotante	0,3 m
Velocidad de acumulación del fango	0,5 L/hab.d
Compartimentos	2

PARÁMETRO	VALOR RECOMENDADO
Tiempo de retención	1-2 días
Máximo caudal a tratar	40 m^3/d
Dimensión	4·A>L>2·A

Tabla 4.8: Valores de parámetros recomendados en el diseño de fosas sépticas [20].

Primeramente estableceremos el tiempo de retención hidráulico. Para estos cálculos se consideran los días en que se debe tratar el mayor caudal para que el periodo de retención sea superior a 1 día.

Siendo el HRT del caudal medio diario en el periodo de máxima población de 1,02 días utilizaremos la ecuación (4.9) para calcular el volumen del agua de la fosa séptica utilizando los caudales reflejados en la Tabla 4.9

$$V_{agua} = T_H \cdot Q_{med,d} \qquad (4.9)$$

Conociendo el volumen del agua, la profundidad de la columna de agua y la relación de la dimensión de la fosa extraídas de la tabla 6.8 se calcula el largo L y el ancho A de la fosa.

Seguidamente, mediante la ecuación (4.10) se calcula el volumen ocupado por los lodos (V_{lodos}) en función de la velocidad de acumulación (υ_{acum} en L/hab·día) y con periodicidad de vaciado ($P_{vaciado}$) de un año, siendo N el número de habitantes.

$$V_{lodos} = v_{acum} \cdot 365 \cdot P_{vaciado} \cdot N \qquad (4.10)$$

Para el número de habitantes tanto como para el caudal, utilizaremos una tabla aproximativa y conservadora de la población (Tabla 4.9) a partir de la Tabla 3.1. Eligiendo el periodo de máxima población, utilizando una dotación de agua potable de 250 l/p.d y aproximando en un 20% la pérdida al alcantarillado [19] obtenemos el caudal de diseño.

	Nº de personas	Nº de días	Caudal
Población máxima	325	15	65
Meses de verano	200	75	40
Fines de semana	150	90	30
Días de primavera	80	100	16
Invierno	50	85	10

Tabla 4.9: Tabla de población estacional. Personas y días que permanecen en el pueblo y caudal de vertido que producen [15].

Un caudal de diseño de 65 m^3/d sobrepasa el máximo recomendado a tratar indicado en la Tabla 4.8. Por este motivo se determina la construcción de dos fosas sépticas en paralelo. Esta ligera desventaja que supone un aumento en el coste, se ve paliada en el mantenimiento y en el caso de falla de alguna fosa séptica, ya que la otra seguiría en funcionamiento.

Siendo las dos fosas idénticas se procede a partir de la Tabla 4.9 a calcular la población media anual para cada una de las fosas, expuesta junto con el caudal en la Tabla 4.10.

	Caudal medio (m^3/d)	Población media (Personas)
Fosa séptica	32,5	125/2

Tabla 4.10: Caudal medio de diseño y población media durante el periodo de funcionamiento de la fosa séptica.

Seguidamente se define la altura de resguardo (h_{resg}=0,3 m.) obtenida en la Tabla 4.8 lo que nos permite calcular el volumen correspondiente. V_{resg} = 7,2 m^3.

Finalmente, el volumen total será la suma del volumen del agua, el volumen de los lodos y el volumen del resguardo, calculado a partir de la altura de resguardo. En la Tabla 4.11 se muestran los resultados del diseño obtenidos al aplicar las ecuaciones anteriormente citadas.

	Fosa Séptica	Unidades
L	8	m
A	3	m
V_{agua}	32,50	m^3
V_{lodos}	11,40	m^3
$V_{resguerdo}$	7,20	m^3
V_{total}	51,10	m^3
h_{lodos}	0,47	m
h_{tot}	2,12	m
V compartimento 1	34	m^3
V compartimento 2	17	m^3

Tabla 4.11: Dimensiones de las dos fosas sépticas necesarias para el tratamiento primario.

La fosa séptica se dividirá en dos compartimentos, 2/3 del volumen total ocupado por el primer compartimento y 1/3 del volumen irá destinado al segundo compartimento.

4.3. Tratamiento secundario: Humedales artificiales

Los aspectos que han influido notablemente en la elección del diseño son:

- Estacionalidad: A causa de la gran diferencia de población dada por la estacionalidad producida por los habitantes ocasionales, se han planteado diferentes diseños. En el Anexo A se explica la influencia de la temperatura en los humedales donde una disminución afecta el rendimiento de ciertos procesos de eliminación de contaminantes, como la desnitrificación. Se valora la posibilidad de activar/desactivar líneas de tratamiento en paralelo en caso del mal funcionamiento del sistema en periodos de baja población.

- Integración en el paisaje y posibilidad de aprovechamiento de los nutrientes por parte de flora y fauna, mejorando así los ecosistemas existentes.

- Calidad de las aguas depuradas en concordancia con el medio receptor.

- Ausencia de olores.

- Temperatura. Como se ha mencionado en el punto de estacionalidad, aunque la temperatura tiene poca influencia en la degradación de la materia orgánica, si que la tiene en la degradación de otros contaminantes. El mayor caudal se trata en la época de mayor rendimiento del humedal, en el Anexo A se trata el efecto de la temperatura en la remoción de contaminantes.

- Facilidad de acceso a las celdas del humedal para facilitar las tareas de mantenimiento y la minimización de cortocircuitos. Para facilitar el mantenimiento, el humedal se ha dividido en diferentes celdas en serie y en paralelo. Este esquema, junto a una adecuada distribución del caudal de entrada, ayuda a minimizar los cortocircuitos ya que la masa acumulada al final de la celda se distribuye en el inicio de la siguiente. [22]

El tratamiento secundario elegido se compone de tres líneas en serie compuestas por dos humedales subsuperficiales y uno superficial.

En primer lugar el agua entra en un tratamiento subsuperficial. Esta configuración se decide por el sobresaliente rendimiento en la eliminación de materia orgánica proporcionado por la mayor superficie de asentamiento de los microorganismos gracias al material granular. En esta zona quedan retenidos gran parte de sólidos en suspensión.

Un segundo tratamiento consiste en un humedal artificial de flujo superficial donde los objetivos principales son la remoción de los nutrientes y la mejora de hábitat para la fauna silvestre. Este humedal se dividirá en zonas con vegetación emergente y zonas abiertas con diferentes profundidades en el que conviven tanto zonas aerobias como anaeróbicas favoreciendo diferentes reacciones en el tratamiento tratadas en el Anexo A.

Seguido al humedal superficial el agua entra en un segundo tratamiento subsuperficial adaptado especialmente como afino de los últimos contaminantes remanentes en el agua. En esta etapa se intenta potenciar procesos que provoquen una reducción de organismos patógenos, tales como el cambio de medio a través de la plantación de especies que liberen sustancias o reduzcan el pH para dificultar adaptación de éstos a las nuevas condiciones de hábitat [14]. La elección del material granular se debe a la retención producida de la materia en suspensión que pueda generar el humedal [12].

4.3.1. Consideraciones generales de diseño

Las ecuaciones de diseño se han escogido previo estudio de diferentes autores [10] [19] [23] [24] [25] y se han elegido los modelos que más se ajustan a los condicionantes locales (climatológicos, etc.).

Los dos modelos más empleados para el dimensionado de humedales de FSS horizontal y FS se basan en considerarlos como reactores de flujo pistón que siguen cinéticas de primer orden. Sheword Reed y colaboradores propusieron ecuaciones en las que se consideran las constantes de reacción por unidad de volumen dependientes de la temperatura [23]. Robert Kadlec y Robert Knight consideraron constantes de reacción por unidad de superficie en las que la temperatura sólo tiene importancia en la eliminación de nitrógeno y materia en suspensión [24].

Una de las limitaciones del modelo de Kadlec & Knight, es que a medida que los criterios de vertido se aproximan a la concentración umbral, las necesidades de superficie aumentan exponencialmente debido a que incluye esta concentración natural de contaminantes en el modelo. La comparación de métodos para el cálculo de las superficies [26] demuestra que los modelos de Kadlec y Knight predicen superficies mayores que el modelo de Reed debido a la inclusión de la concentración umbral y a la ausencia del efecto de la temperatura en algunas variables. No obstante, este modelo es más conservativo que el de Reed, debido a que sus constantes de reacción son consecuencia del análisis conjunto de sistemas superficiales y subsuperficiales en USA, sistemas que fueron diseñados según reglas muy generales de superficie por habitante equivalente y con datos que no consideraban los balances de masas, sino las concentraciones. Reed también calculó sus constantes utilizando bases de datos que incluían los dos tipos de humedales [12].

Finalmente, considerando la baja concentración de contaminante requerida en el efluente y la calidad propia del medio receptor se han considerado los modelos de diseño sugeridos por Sheword C. Reed et al.[23]. También se han empleado criterios de diseño del manual de la Enviromental Protection Agency [22].

Otra fuente considerada para detalles más específicos del diseño viene dada por una recopilación de artículos de Joan García et al.[12], del que también se han tenido en cuenta los modelos en la parte subsuperficial del tratamiento [19] y se han obtenido resultados experimentales muy útiles gracias a la similitud de clima y geografía de Calomarde. Ha sido el modelo seguido para acometer el diseño.

A continuación se realiza el diseño de humedales artificiales de flujo horizontal en dos etapas: en una primera se determina la superficie necesaria de tratamiento (diseño biológico) y en la segunda se establecen las dimensiones geométricas del sistema (diseño hidráulico).

4.3.2. Diseño preliminar

Para la obtención de las ecuaciones de diseño se supone que los humedales se comportan como reactores de flujo ideal en pistón en los cuales los contaminantes se degradan siguiendo modelos cinéticos de primer orden [25]. Por tanto,

$$\frac{dC}{dt} = -K_T C \qquad (4.11)$$

Donde,

C la concentración del contaminante, en mg/L.

K_T la constante de cinética de primer orden, en días^{-1}. El signo negativo en la expresión indica que la concentración de contaminante disminuye a lo largo del tiempo.

Si se integra esta ecuación entre la concentración inicial de contaminante o afluente (C_0 para t=0) y la final o efluente (C_i para t=t, siendo este último el tiempo medio de retención hidráulico, en días) se obtiene la ecuación (4.12)

$$\frac{C_i}{C_0} = \exp(-K_T t) \qquad (4.12)$$

Por otro lado el tiempo medio de retención hidráulico es:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{\varepsilon \times A_s \times h}{Q} \qquad (4.13)$$

Siendo,

V el volumen del humedal, en m^3.

ε la porosidad, o espacio disponible para el flujo del agua a través del humedal, en tanto por uno.

A_s la superficie del humedal, en m^2.

h la profundidad media del humedal, en m.

Q el caudal medio a través del humedal, en m^3/d. (en la preestimación se puede utilizar el caudal de entrada)

$$Q = \frac{Q_i + Q_0}{2} \qquad (4.14)$$

Donde Q_0 es el caudal de salida y Q_i es el caudal de entrada, ambos en m^3/d.

La anterior expresión sirve para calcular el caudal medio debido a las precipitaciones y evapotranspiración que se producen en el flujo del agua a lo largo del humedal. Para un diseño preliminar de la superficie es razonable suponer que los caudales de entrada y salida son iguales.

Combinando las ecuaciones (4.12) y (4.13) se obtiene la ecuación (4.15):

$$A_s = \frac{Q \cdot \ln \frac{C_0}{C_i}}{K_T \cdot \varepsilon \cdot h} \qquad (4.15)$$

Como se describirá a continuación, el valor de K_T para las ecuaciones (4.12) y (4.15) depende del contaminante que se quiere eliminar y de la temperatura.

El rendimiento y la viabilidad de los humedales de tipo FWS en climas muy fríos están también influidos por la formación de hielo en el sistema. En el caso extremo, un humedal poco profundo podría congelarse, lo que daría lugar a una detención del proceso. En el Anexo D se calculará la temperatura del agua y la posibilidad de formación de hielo.

Para conseguir un diseño válido se tomará en cuenta consideraciones hidráulicas y térmicas, así como la cinética de la remoción.

La variable principal del dimensionado suele ser la carga orgánica (en términos de DBO o DQO) [27]. La carga aplicada debe estar en equilibrio con la capacidad de oxidación y reducción del sistema para que no se produzcan sobrecargas que provoquen un excesivo desarrollo de zonas anaerobias (producen olores) o biopelícula (favorece la colmatación). Actualmente parece existir un consenso que la carga superficial de DBO debe limitarse a un máximo entre 4 y 7,5 g/m^2 día en función de la DBO final (20 o 30 mg/L, respectivamente) [23][24][27][28].

Autores que han realizado proyectos experimentales en Cataluña recomiendan que la carga superficial sea menor que 6 g DBO/m^2 día [12]. A partir de este dato se realizará el prediseño para la situación más desfavorable mediante la ecuación (4.16). En la Tabla 4.12 encontramos los datos de partida de la población en verano, momento de máxima ocupación.

$$A_S = \frac{Q \cdot C_0}{ALR} \qquad (4.16)$$

Parámetros	*Valor*	*Unidades*
Personas máx.	325	p
Dotación agua potable	250	L/p·d
Fracción BETA que va a alcantarillado	20	%
Caudal	65	m^3/d
DBO	150	mg DBO/L
Rendimiento primario	0,2	
DBO afluente a secundario	120	mg DBO/L
DBO efluente	< 20	mg DBO/L
TSS afluente a secundario	150	mg TSS/L
NTK afluente	45	mg / L
P afluente	15	mg. / L

Tabla 4.12: Datos de partida para el diseño del tratamiento.

En la Tabla 4.13 se indica el valor de superficie total elegido en el prediseño mediante los cálculos realizados en el Anexo E:

	Valor	Unidades
A_s	1300	m^2·

Tabla 4.13: Valor de la superfície total elegida en el prediseño.

Una vez realizado el prediseño, se procede a comprobar con las ecuaciones de degradación (4.17) y (4.18) que cada contaminante en el efluente esté dentro de los parámetros deseados.

$$C_i = \frac{C_0}{e^{\frac{K_T \cdot A_s \cdot h \cdot \varepsilon}{Q}}} \qquad (4.17)$$

Siendo K_T dependiente del contaminante a eliminar y la temperatura:

$$K_T = K_R \cdot \theta_R^{(T_w - T_R)} \quad (4.18)$$

Donde,

K_R es la constante de reacción a la temperatura de referencia (20 ºC) en 1/d.

T_w es la temperatura del agua considerada en el dimensionado, en º C.

T_R es la temperatura de referencia con la que se ha calculado el coeficiente θ_R, en º C.

θ_R es el coeficiente de temperatura, adimensional.

La Tabla 4.14 refleja los coeficientes de temperatura y constantes de reacción a la temperatura de referencia, 20 º C, separados por tipo de humedal.

Parámetro	*DBO_5*	*NH_4^+*	*NO_3^-*	*Coliformes fecales*
Sistemas FS				
K_R, d^{-1}	0,678	0,2187	1	2,6
θ_R, adim.	1,06	1,048	1,15	1,19
Sistemas FSS				
K_R, d^{-1}	1,104	$0{,}01854+0{,}3922\cdot(h_{rz})^{2{,}6077}$	1	2,6
θ_R, adim.	1,06	1,048	1,15	1,19

Tabla 4.14: Coeficientes de temperatura y constantes de reacción para 20ºC [23]. Las temperaturas de aplicación deben ser superiores a 1º C. hrz es la profundidad del lecho ocupado por la rizosfera.

La eliminación de la materia en suspensión viene dada por las fórmulas (4.19) y (4.20), donde HLR es la carga hidráulica (Hidraulic Load Rate):

$$\text{FSS: } C_0 = C_i \cdot (0{,}1058 + 0{,}0011 \cdot HLR) \quad (4.19)$$

$$\text{FS: } C_0 = C_i \cdot (0{,}1139 + 0{,}00213 \cdot HLR) \quad (4.20)$$

$$HLR = \frac{100 \cdot Q}{A_S} \quad (4.21)$$

En la eliminación de coliformes fecales se tendrán en cuenta los microorganismos indicadores mediante la ecuación (4.22).

$$C_0 = \frac{C_i}{(1 + t \cdot K_T)^n} \qquad (4.22)$$

Donde,

C_0 y C_i son las concentraciones de salida y entrada respectivamente

n el número de tanques en serie.

Los valores de K_T se pueden obtener a partir de los datos expuestos en la Tabla 4.14.

En la eliminación del fósforo total, se utiliza la ecuación (4.23) tanto para humedales de flujo subsuperficial como de flujo superficial.

$$C_0 = C_i \cdot \exp(-K_p / HLR) \qquad (4.23)$$

Donde K_p es la constante de reacción, con un valor de 2,73 cm/d.

4.3.3. Diseño hidráulico

El diseño hidráulico de un humedal artificial es crítico para el éxito de su rendimiento. Todos los diseños que se asumen actualmente asumen condiciones de flujo a pistón y además no existen restricciones para el contacto entre los constituyentes del agua residual y los organismos responsables del tratamiento.

El flujo a través del humedal debe superar la resistencia por fricción del mismo sistema. Esta resistencia viene impuesta por la vegetación y la capa de sedimentos en los FWS, mientras que en los SFS se debe a las raíces de las plantas y los sólidos acumulados. La energía necesaria para superar esta resistencia viene dada por la pérdida de carga entre la entrada y la salida del sistema.

Para vencer esta resistencia se proveerá de una inclinación en el fondo del humedal suficiente para permitir un drenaje completo cuando sea necesario y una salida de altura variable con el nivel de agua. En la ubicación elegida se dispone de una pendiente del 0,5 % perfecta para llevar a cabo estos objetivos.

La relación largo-ancho tiene gran influencia en el régimen hidráulico y en la resistencia del flujo del sistema. En teoría grandes relaciones largo:ancho 10:1 o mayores asegurarían un flujo a pistón, pero tienen el gran inconveniente de que en la parte alta desbordan debido al

incremento en la resistencia al flujo causado por la acumulación de residuos de vegetación, principalmente en sistemas FWS [12].

Por lo tanto relaciones de 1:1 hasta 4:1 son aceptables Los cortocircuitos pueden ser minimizados con una cuidadosa construcción y mantenimiento del fondo del humedal, con el uso de múltiples celdas y con intercalación de zonas abiertas (sin vegetación) para la distribución del flujo [22].

4.3.3.1. Humedales de flujo superficial

El flujo en un humedal FWS es descrito por la ecuación de Manning (4.24) que define el flujo en canales abiertos [23]. Esta ecuación depende de la profundidad del agua, de la pendiente de la superficie del agua y de la densidad de vegetación.

$$v = \frac{1}{n}(y)^{\frac{2}{3}} \cdot s^{0,5} \qquad (4.24)$$

Donde,

v es la velocidad del flujo (m/s).

n el coeficiente de Manning (s / $m^{1/3}$).

h es la profundidad del agua en el humedal (m).

Y es el gradiente hidráulico (m/m).

En muchas aplicaciones de la ecuación de Manning se supone que la resistencia por fricción solamente ocurre en el fondo y en las paredes del canal, pero en los humedales artificiales FWS la resistencia está distribuida sobre la totalidad de columna de agua, ya que las plantas emergentes y los restos de vegetación están presentes en todo el espacio. La ecuación de Manning también asume flujo turbulento, lo que no es completamente válido pero es una aproximación aceptable.

El número de Manning (n) en los humedales es función de la profundidad del agua debido a la resistencia impuesta por la vegetación emergente. La resistencia también depende de la densidad de la vegetación y de la capa de residuos que puede variar según la localización o la estación. Esta relación se define en la ecuación (4.25).

$$n = a / (y)^{1/2} \qquad (4.25)$$

Donde los valores típicos para el factor de resistencia (a) en s · $m^{1/6}$ [29] son:

0,4 para vegetación escasa e y > 0,4 m.

1,6 con vegetación moderadamente densa con profundidades de agua residual de y ≈ 0,3 m.

6,4 para vegetación muy densa y capa de residuos, en humedales con y ≤ 0,3 m.

La energía requerida para vencer esta resistencia se obtiene de la diferencia de carga entre la superficie del agua a la entrada y a la salida del humedal. Esta diferencia puede ser obtenida construyendo una pendiente en el fondo del humedal pero es preferible construir el fondo con la mínima pendiente que consiga un drenaje completo cuando se necesite y con la estructura de salida conseguir ajustar el nivel del agua para compensar esta resistencia. El ratio (largo: ancho) seleccionado para un humedal de flujo superficial influenciará fuertemente el régimen hidráulico ya que la resistencia al paso del flujo incrementa con la longitud. Sheword Reed [12] [23] desarrolló un modelo que puede ser usado para estimar la máxima longitud deseable para una celda de humedal FWS, se muestra en la ecuación (4.26),

$$L = \left(\frac{A_s \cdot h^{\frac{3}{2}} \cdot m^{\frac{1}{2}} \cdot 86400}{a \cdot Q_{med}} \right)^{\frac{2}{3}} \qquad (4.26)$$

Donde,

L= Máxima longitud de la celda del humedal (m).

A_s= Área elegida del humedal

h = Profundidad del humedal

m = parte del gradiente hidráulico disponible para conseguir la carga necesaria (% como decimal)

a = Factor de resistencia.

Q_{med} = Flujo de caudal a través del humedal (m^3/d)

Una relación largo-ancho de 3:1 suele ser la mejor elección desde el punto de vista costo-eficiencia [22] [23] aunque otras relaciones de longitud son posibles de modo que se pueda ajustar la forma del humedal al sitio y a la topografía.

4.3.3.2. Humedales de flujo subsuperficial

La ley de Darcy, que esta definida en la ecuación (4.29), describe el régimen de flujo en un medio poroso que es lo generalmente aceptado para el diseño de humedales SFS. Éstos asumen condiciones de flujo laminar, pero el flujo turbulento puede darse con gravas muy gruesas cuando el diseño utiliza un gradiente hidráulico alto. La ley de Darcy también asume que el flujo en el sistema es constante y uniforme, pero en la realidad puede variar por la precipitación, evaporación y filtración; así como por los cortocircuitos. Si el sistema esta diseñado para tener una mínima dependencia del gradiente hidráulico y si las pérdidas y ganancias del sistema están adecuadamente reconocidas, la ley de Darcy puede dar una aproximación razonable a las condiciones hidráulicas en el humedal SFS. En las ecuaciones (4.27) y (4.28) se encuentran los pasos preliminares que dan lugar a la ley de Darcy.

$$v = k_s \cdot s \qquad (4.27)$$

$$v = \frac{Q}{W \cdot y} \qquad (4.28)$$

$$Q = k_s \cdot A_c \cdot \frac{dh}{dL} \qquad (4.29)$$

donde:

k_s: Conductividad hidráulica de una unidad de área del humedal perpendicular a la dirección del flujo, $m^3/m^2 \cdot dia$

A_c: Área de la sección transversal perpendicular al flujo, m^2.

v: Velocidad de “Darcy”, la velocidad del flujo aparente a través de la totalidad del área de sección transversal del lecho, m/d.

dh: Pérdida de carga hidráulica a través del material poroso, m.

dL: longitud del lecho, m.

La resistencia al flujo el los humedales SFS esta causado principalmente por el material granular. A lo largo del tiempo, la extensión de las raíces a lo largo del lecho y la acumulación de residuos no degradables en la grava también añaden resistencia. La energía requerida para salvar esta resistencia viene dada por una diferencia de carga entre la superficie de la entrada y la salida del humedal. Esta diferencia será salvada construyendo el humedal con pendiente suficiente en el fondo.

Tipo de material	Tamaño efectivo D10(mm)	Porosidad, n (%)	Conductividad hidráulica ks($m^3/m^2/d$)
Arena gruesa	2	28-32	100-1000
Arena gravosa	8	30-35	500-5000
Grava fina	16	35-38	1.000-10.000
Grava media	32	36-40	10.000-50.000
Roca gruesa	128	38-45	50.000-250.000

Tabla 4.15: Órdenes de magnitud de la conductividad hidráulica (ks) en función del tipo de material granular utilizado como substrato en un humedal construido de flujo subsuperficial [23]

K_s es difícil de determinar a causa de los múltiples factores que influyen que no son fáciles de determinar, incluyendo tanto los que ocurren en el flujo (flujos preferenciales y cortocircuitos) como en la grava (extensión de raíces y acumulación de sólidos).

Varios investigadores han descubierto que la colmatación en los humedales subsuperficiales se produce entre el 25 y el 33 % inicial de la longitud total del humedal [12] [19] [30]. Como se observa en la Figura 4.4 es también donde sucede la mayor parte de la eliminación de la materia en suspensión [12].

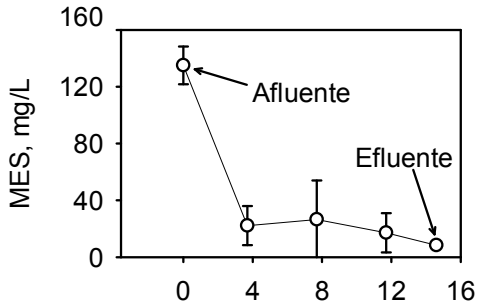

Figura 4.16: Concentración de MES a lo largo de un humedal [12].

Se utilizaran unos valores de K_s bastante conservativos [22] a fin de evitar que aflore el flujo a la superficie, fenómeno conocido como “surfacing”[12].

- 1 % de K_s para el 30 % inicial del humedal.
- 10% de K_s para el 70% restante.

Las dimensiones del humedal serán determinadas por las expresiones (4.30) y (4.31), donde L es la longitud del humedal, W la anchura y h la profundidad, expresado en metros.

$$W = \frac{A_s}{h} \qquad (4.30)$$

$$L = \frac{S}{W} \qquad (4.31)$$

Utilizando la ley de Darcy y organizando los términos antes citados, se desarrolla la ecuación (4.32) que permite calcular el ancho mínimo de una celda de humedal SFS que sea compatible con el gradiente hidráulico seleccionado para el diseño.

$$W = \frac{1}{y}\sqrt{\frac{Q_{med} \cdot A}{m \cdot k_s}} \qquad (4.32)$$

Siendo m la pendiente del fondo del lecho en tanto por 1 y Q_{med} el caudal promedio a través del humedal.

Finalmente se verifica que la relación mínima sea mayor que 1:1, en el caso que sea más ancho que largo se divide el humedal en celdas en paralelo.

En la Figura 4.5 se muestran las consideraciones a utilizar en el diseño de la primera parte subsuperficial del sistema de tratamiento:

- El humedal subsuperficial tiene 4 zonas, la zona de entrada y la zona de salida son únicamente para distribuir y recoger el vertido sin colmatación. La zona inicial de tratamiento:
  - o Ocupa el 30 % del área total del humedal pero es la parte que más actúa.
  - o Tiene un gran decrecimiento de la conductividad hidráulica (un 1 % de k_s cuando esta limpia)
- La parte final subsuperficial del tratamiento ocupa el 23% del humedal. La conductividad hidráulica utilizada será el 10% de k_s cuando esta limpia.

- Se utilizará una conductividad hidráulica de 100.000 m^3/m^2día para una gravilla de media 20-30 mm. de diámetro y de 10.000 m^3/m^2día para una gravilla de 10-20 mm. de diámetro

- La máxima pérdida de carga permitida en la parte inicial del tratamiento será de un 10%.

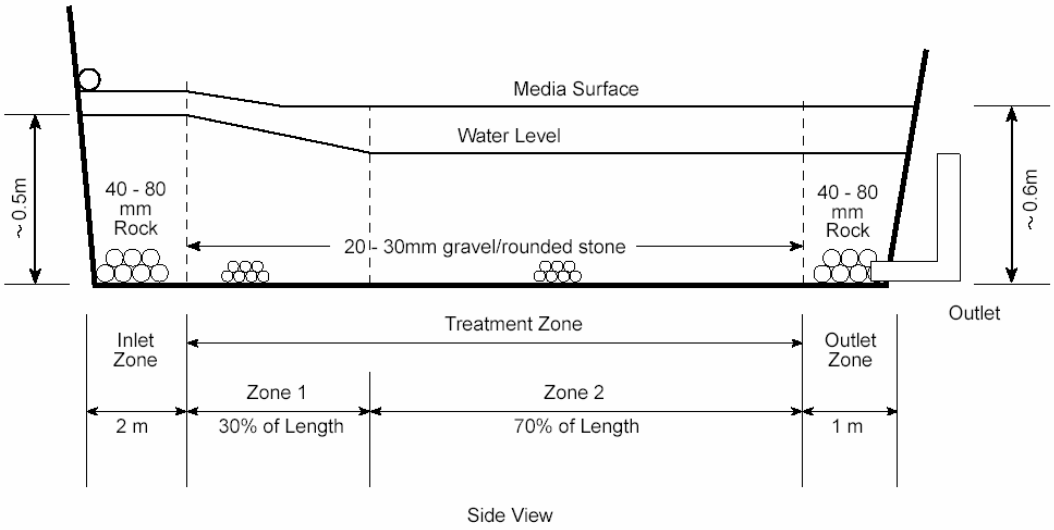

Figura 4.5: Esquema de las zonas de tratamiento en un SFS: zona de entrada (inlet zone), zona inicial de tratamiento (zone 1), zona final de tratamiento (zone 2) y zona de salida (outlet zone) [22].

El área superficial del humedal (A_s) se determina en primer lugar, usando el modelo de diseño limitante para remoción de contaminantes. La ecuación (4.31) permite calcular directamente el ancho mínimo absoluto aceptable de una celda de humedal compatible con el gradiente hidráulico seleccionado.

4.3.4. Balance Hídrico

Con el balance hídrico, calculado en el Anexo A, se estiman los cambios producidos en el caudal del vertido a consecuencia de los factores climatológicos que suceden en el tiempo que el flujo de agua permanece en el humedal. Los resultados obtenidos se reflejan en la Tabla 4.16.

Tipo humedal	Qmed	Qs	Unidades
SFS 1 Verano	64,63	64,26	m^3/h
Invierno	10,28	10,56	m^3/h

Tipo humedal	Qmed	Qs	Unidades
FS Verano	60,22	56,18	m^3/h
Invierno	12,58	14,60	m^3/h
SFS 2 Verano	55,70	55,22	m^3/h
Invierno	14,77	14,93	m^3/h

Tabla 4.16: Caudal medio y caudal de salida aplicando el balance hídrico a cada parte del humedal.

4.3.5. Diseño

Se utiliza para el diseño el máximo caudal a tratar. Los valores de máxima población corresponden a 15 días de agosto mostrados en la Tabla 3.1.

Con el prediseño calculado en el apartado 4.3.2, de 1.300 m^2, se comprueba que la concentración de todos los contaminantes en el efluente no supere los límites deseados.

Seguidamente, se analizan los resultados prestando especial atención a la hora de potenciar los procesos que degradan los contaminantes cuyas concentraciones están cerca de los valores límite de vertido.

Se observa entonces que la materia orgánica y los sólidos en suspensión sufren una degradación eficientemente consiguiendo resultados muy favorables mientras que otros contaminantes como el nitrógeno, fósforo y los coliformes fecales necesitan de un cuidadoso diseño que maximice el rendimiento de los procesos que lo eliminan.

La eliminación de nitrógeno se favorecerá con un humedal somero de unos 30 cm. en la primera parte del tratamiento, ya que como se comenta en el anexo A, a poca profundidad, y con elevada carga contaminante, la principal vía de degradación del nitrógeno es la nitrificación-desnitrificación, seguida de la sulfato-reducción, obteniéndose unos rendimientos más elevados gracias a una buena aireación que provoca tanto zonas aeróbicas como anaeróbicas. Mientras que en humedales FSS más profundos (50-60 cm.) predomina únicamente la sulfato-reducción [12].

La parte final del tratamiento, consistente en un humedal subsuperficial un poco más profundo, se adaptará a la eliminación de coliformes fecales. Escogiendo una grava fina existe un aumento en la eficiencia de la eliminación microbiana debido a la mayor superficie disponible para el asentamiento de la biopelícula. Además de una gran variedad de especies de plantas debido a su posible subsistencia en aguas menos contaminadas, se

opta por la plantación de lirios (lirius psedaucorus) que disminuyen el pH creando dificultades en la supervivencia microbiana. La parte abierta del humedal superficial también favorece la muerte de microorganismos a causa de la radiación UV.

La eliminación de fósforo depende de la interacción con el suelo y del tiempo de retención [23], para favorecer su eliminación se colocará tierra encima de la impermeabilización de la parte superficial del humedal.

Una buena opción para favorecer el rendimiento en la eliminación de contaminantes, sobretodo de microorganismos patógenos, consiste en circular el flujo residual por la máxima variedad de zonas, es decir, maximizar el número de reacciones que se producen en el flujo circulando el agua por diferentes medios [14]. Es por esta razón que se dimensiona el humedal con una superficie equivalente tanto en la parte subsuperficial como superficial del humedal.

Para facilitar el mantenimiento, el humedal se ha dividido en diferentes celdas en serie y en paralelo. Este esquema, junto a una adecuada distribución del caudal de entrada, ayuda a minimizar los cortocircuitos ya que la masa acumulada al final de la celda se distribuye en el inicio de la siguiente [23].

4.3.5.1. Humedal de flujo subsuperficial 1

Como se ha comentado anteriormente en el diseño hidráulico, capítulo 4.3.3.2, esta primera zona recibe el agua residual con mayor carga contaminante.

De esta manera, el sistema de depuración se ha diseñado para que en esta zona se realice una buena oxigenación para favorecer los procesos aeróbicos y la retención en el medio filtrante. Por ese motivo se ha optado por utilizar un humedal subsuperficial con un área de 400 m^2, correspondiente al 30% de la superficie total del humedal, donde sucede la mayor eliminación de partículas en suspensión.

Para favorecer la nitrificación, reacción limitante para la eliminación del nitrógeno, se escoge un tipo de humedal somero [12], con una profundidad de 0,3 m. De esta manera la mayoría de reacciones, gracias a la gran aireación de este tipo de humedal, son de tipo aerobias.

En la elección del tipo de grava se tiene en cuenta el equilibrio entre la capacidad hidráulica del tratamiento y la eficiencia de remoción de contaminantes. En este caso se resuelve a favor de una grava un poco más gruesa tendiendo a una conductividad hidráulica mayor. El tamaño elegido es de 20-40 mm de diámetro, con una conductividad hidráulica media de 100.000 $m^3/m^2 \cdot$día.

Las plantas elegidas son principalmente el carrizo (Phraghmites), seguido de la espadaña (Typha latifolia). Son plantas resistentes a altas cargas contaminantes y con poca profundidad de penetración de las raíces. Es de prever, con la poca profundidad del humedal, la completa ocupación de las raíces de todo el material granular (h_{rz}=1).

Considerando los datos de la Tabla 4.12, y las especificaciones oportunas de este humedal, enunciadas en la Tabla 4.17, se aplican las ecuaciones enunciadas anteriormente para calcular las concentraciones teóricas de contaminantes en el efluente del humedal subsuperficial. El caudal medio se ha obtenido del balance hídrico en el Anexo D.

Profundidad (h)	0,3 m.
Porosidad (ξ)	0,4
Temperatura	18 º C
Superficie (A_s)	400 m^2
Caudal medio (Q_{med})	64,63 m^3/d

Tabla 4.17: Datos de partida del primer tratamiento subsuperficial.

Los resultados obtenidos de los cálculos realizados en el anexo E se recogen en la Tabla 4.18:

DBO	NH_4^+	NO_3^-	SST	P	Unidades
57,84	34,09	6,22	18,55	12,66	mg/l

Tabla 4.18: Concentraciones de los contaminantes esperadas en el efluente del primer humedal subsuperficial

En el siguiente paso, se define la geometría del humedal mediante el diseño hidráulico.

Como se expone anteriormente, la primera parte subsuperficial del humedal artificial coincide con la parte inicial del tratamiento donde quedan retenidos la mayor parte de sólidos en suspensión. Este hecho implica la elección de un mayor factor de seguridad en relación a la conductividad hidráulica. En la Tabla 4.19 se presentan los datos de partida en el diseño hidráulico de la parte subsuperficial del tratamiento.

Parámetros	Descripción	Valor	Unidades
Q_{max}	Máximo caudal	64,63	m^3/d
A_s	Superficie del humedal	1300	m^2
A_{si}	Superficie de la parte inicial del tratamiento (SFS)	400	m^2
A_{sf}	Superficie del resto del tratamiento	900	m^2
K_s	Conductividad hidráulica de gravilla 20-40 mm de diámetro sin usar.	100.000	$m^3/m^2 \cdot dia$
K_s	Conductividad hidráulica de gravilla de media 16 mm	10.000	$m^3/m^2 \cdot dia$
K_{si}	Conductividad hidráulica al principio de la zona de tratamiento.	1000	$m^3/m^2 \cdot dia$
k_{sf}	Conductividad hidráulica al final de la zona de tratamiento	1000	$m^3/m^2 \cdot dia$
s	Pendiente del fondo del lecho	0,005	(0,5%)
h_{wf}	Profundidad de diseño al final del primer tratamiento	0,3	m.
dh_i	Máxima pérdida de carga permitida en la parte inicial del tratamiento = 10 % de h_m	0,06	m.

Tabla 4.19: Datos necesarios para el diseño hidráulico de la planta de tratamiento.

Cálculo del ancho total:

El mínimo ancho del primer humedal subsuperficial del humedal que se necesita para que el flujo permanezca debajo de la superficie y se eviten cortocircuitos y flujos preferentes, se determina mediante la ley de Darcy. Se combina la ecuación (4.32) con las relaciones geométricas (4.30) y (4.31) y se obtiene la ecuación (4.33) que facilita el ancho mínimo necesario si se considera la máxima pérdida de carga permitida en la parte inicial del tratamiento.

$$W = \sqrt{\frac{Q \cdot A_{si}}{K_{si} \cdot dh_i \cdot h_{w0}}} \qquad (4.33)$$

Cálculo de la longitud del primer tratamiento subsuperficial.

Mediante ecuaciones geométricas se obtiene la longitud del primer humedal subsuperficial. En el diseño se considera una longitud menor o igual para conseguir que la pérdida de carga sea menor o igual al máximo recomendado.

Cálculo del tiempo de retención hidráulico

En humedales de flujo subsuperficial, el tiempo de retención hidráulico teórico es prácticamente igual al real. Con la ecuación (4.13) función de la porosidad y el volumen, se procede a calcular el tiempo de retención hidráulico en esta primera parte del tratamiento

Cálculo del número de celdas

Se recomiendan múltiples celdas para conseguir un buen diseño que a la práctica reduzca los cortocircuitos y maximice el rendimiento [22]. Además, en esta parte del humedal se trata el caudal con mayor carga contaminante siendo ésta la más predispuesta a una colmatación.

Una división de varias celdas en paralelo aportará una mejor distribución del vertido con alta carga contaminante y facilitará el mantenimiento y futuras actuaciones en la explotación del humedal. En el caso que se produzca colmatación en una de las celdas, el sistema continúa en funcionamiento mientras se procede a la recuperación del material granular.

Para conseguir como mínimo una relación ancho-largo de 1:1 se dividirá el humedal en 6 celdas con un ancho de 6,5 m. cada una y un largo de 10 m. Así se conseguirá una relación de (1,5:1) en este primer humedal subsuperficial.

A continuación, se estima la altura superficial del agua para que no aparezca el fluido por encima del material granular produciendo olores y problemas de flujos preferenciales. Una capa de 0,08 m. de grava por encima del nivel del agua será suficiente para evitar esta situación además de proporcionar una capa de protección en periodos fríos.

Cálculo de las elevaciones del fondo del primer tratamiento subsuperficial.

Como referencia para las elevaciones se utiliza el fondo del lecho a la salida del tratamiento subsuperficial ($h_{wf} = E_{wf}$). La elevación al principio de tratamiento (E_{so}) se calcula teniendo en cuenta la pendiente del fondo del lecho (s) mediante la ecuación (4.34). La Figura 4.6 refleja gráficamente las diferentes profundidades y elevaciones cuyos cálculos se resuelven en los siguientes apartados.

$$E_{so} = s.L_i. \qquad (4.34)$$

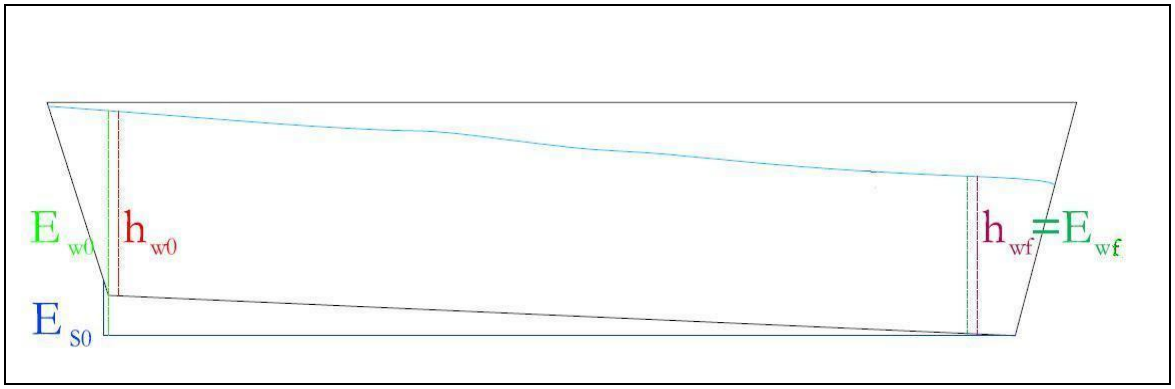

Figura 4.6: Esquema hidráulico del humedal subsuperficial donde se puede apreciar: elevación al principio del tratamiento (E_{s0}), elevación de la superficie del agua en el inicio del tratamiento (E_{w0}), profundidad del agua a la entrada (h_{w0}), elevación de la superficie del agua en el final del tratamiento (E_{wf}) y profundidad del agua a la salida (h_{wf}) [15]

Cálculo de la elevación de la superficie del agua

Se calculará la elevación de la superficie del agua en el inicio del tratamiento (E_{wo}) con la ecuación (4.35). Si se quiere conseguir una altura del agua (E_{wf}) de 0,3 m a la salida del humedal donde tenemos el punto de referencia.

$$E_{wo} = dh_i + E_{wf}\,. \qquad (4.35)$$

Cálculo de la profundidad del agua

Se calculará la profundidad del agua a la entrada (h_{w0}) y a la salida (h_{wf}) de esta parte del tratamiento con las ecuaciones (4.36) y (4.37) respectivamente.

$$h_{wo} = E_{wo} - E_{so}\,. \qquad (4.36)$$

$$h_{wf} = E_{wf}\,. \qquad (4.37)$$

Finalmente, en la Tabla 4.20 se resumen los resultados obtenidos en el diseño hidráulico de esta primera parte subsuperficial del tratamiento.

Parámetros	Descripción	Valor	Unidades
W	Ancho	38	m
L_i	Longitud	10	m
t	Tiempo de retención hidráulico	4,66	días
n	Número de celdas	6	

Parámetros	Descripción	Valor	Unidades
y_2	Capa de grava de seguridad	0,08	m
E_{so}	Elevación al principio del tratamiento	0,05	m
E_{wo}	Elevación de la superficie del agua al inicio	0,36	m
h_{wo}	Altura inicial del agua	0,31	m
h_{wf}	Altura final del agua	0,30	m

Tabla 4.20: Datos de diseño del humedal obtenidos a partir de características hidráulicas.

4.3.5.2. Humedal de flujo superficial

Después del primer humedal subsuperficial se ha retenido la mayor parte de los sólidos suspendidos y la concentración de DBO ha disminuido considerablemente. Se procede entonces a diseñar el 70% restante del humedal artificial favoreciendo los procesos que inciden en la eliminación del nitrógeno, fósforo y coliformes fecales, además de potenciar un desarrollo de ecosistemas que permita mejorar el valor ambiental de la zona.

Como se ha enunciado al inicio de este apartado de diseño, se parte de la base que la zona superficial del humedal sea equivalente a la zona subsuperficial. La eliminación de materia orgánica como limitante en el diseño influiría en la elección de una mayor superficie del humedal de flujo subsuperficial, pero como se pretende maximizar la eliminación de otros contaminantes, se realizan diversas iteraciones calculando la concentración final de cada contaminante para diferentes superficies. El rango de superficies utilizado es 600-700 m^2 para el humedal superficial, y 200-300 m^2 para el último SFS, siempre teniendo en cuenta que la superficie total será de 1300 m^2.

Analizando estos resultados se comprueba que la concentración final de contaminantes en el efluente es prácticamente la misma. Por este motivo y debido la teoricidad de las ecuaciones se concluye que esta diferencia de superficie carece de importancia en cuanto a la eliminación de contaminantes.

La posibilidad de plantar un mayor número de plantas gracias al material granular y el menor tiempo de retención, son las consideraciones que inclinan a maximizar la superficie del humedal subsuperficial. Se elige entonces, una superficie de 600 m^2 como parte superficial del sistema de tratamiento. Esta parte del humedal alberga tiempos de retención mayores que en humedales de flujo subsuperficial. Es importante distinguir tres zonas claramente diferenciadas, en la Figura 4.7 se refleja gráficamente la diferencia entre estas zonas:

- Una primera zona con vegetación emergente donde se continúan los procesos de tratamiento del humedal subsuperficial mediante la floculación y sedimentación. Existen zonas anaerobias donde se le empieza a dar importancia a la desnitrificación.

- Una segunda zona donde se reduce la concentración de DBO soluble y donde ocurre la nitrificación del nitrógeno amoniacal (NH_4^+) que todavía no ha reaccionado. Esta zona es bastante importante en el diseño ya que nos aportará las zonas abiertas en las que se manifiesta la mayor parte del ecosistema imitando los humedales naturales, donde coexisten partes con mucha densidad de plantas con partes sin vegetación.

- Una tercera zona poblada de vegetación donde ocurren las últimas precipitaciones de SST y procesos de desnitrificación. El humedal subsuperficial que seguirá a continuación incidirá también en estos mismos procesos.

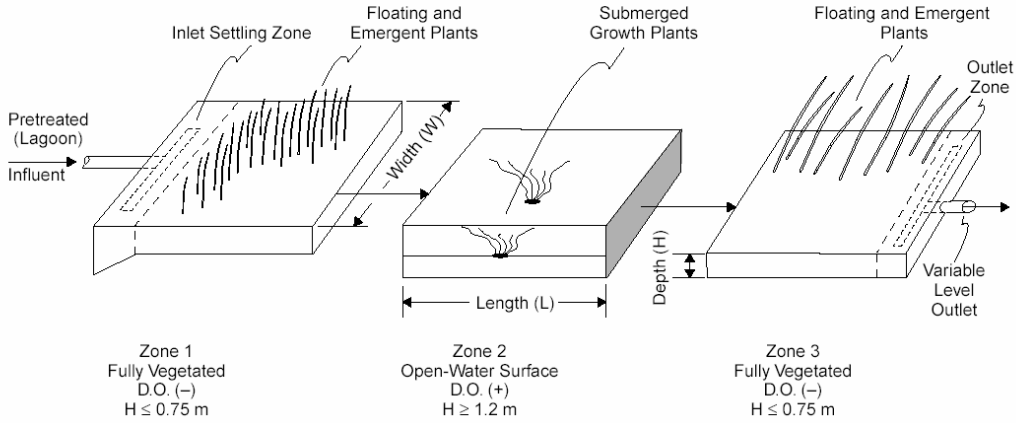

Figura 4.7: Esquema de las diferentes zonas existentes en un humedal superficial [22].

Las zonas con vegetación se pueblan con gran variedad de especies ya que como principio ecológico, las concentraciones densas de una sola especie son muy susceptibles a la transmisión de enfermedades. En general, la estabilidad en una comunidad sucede cuando la constituyen una gran variedad de especies [12].

Zonas abiertas/zonas con vegetación

La localización de la vegetación emergente, el tipo, la densidad de esta vegetación y el clima son factores importantes en el diseño de humedales artificiales de flujo superficial. Las áreas abiertas se definen como áreas no pobladas de vegetación emergente, aunque pueden contener plantas acuáticas sumergidas.

Es un elemento importante el proveer a estos humedales de adecuadas zonas abiertas [22] para evitar problemas de olores y conducción.

Los humedales naturales generalmente contienen mezcla de vegetación emergente y áreas abiertas. Aunque estas últimas no tienen la misma función que en los humedales construidos, también dan la oportunidad de incrementar la reducción de DBO y nitrificación aumentando los niveles de oxígeno. En la Figura 4.8 se observa la remoción de contaminantes en las diferentes zonas de tratamiento. Se recomienda [22] no diseñar un humedal únicamente con áreas de vegetación. Aunque diseñar con zonas abiertas resulta más complejo, proporciona un sistema de tratamiento dinámico y con un ecosistema autosuficiente, que imita a un humedal natural.

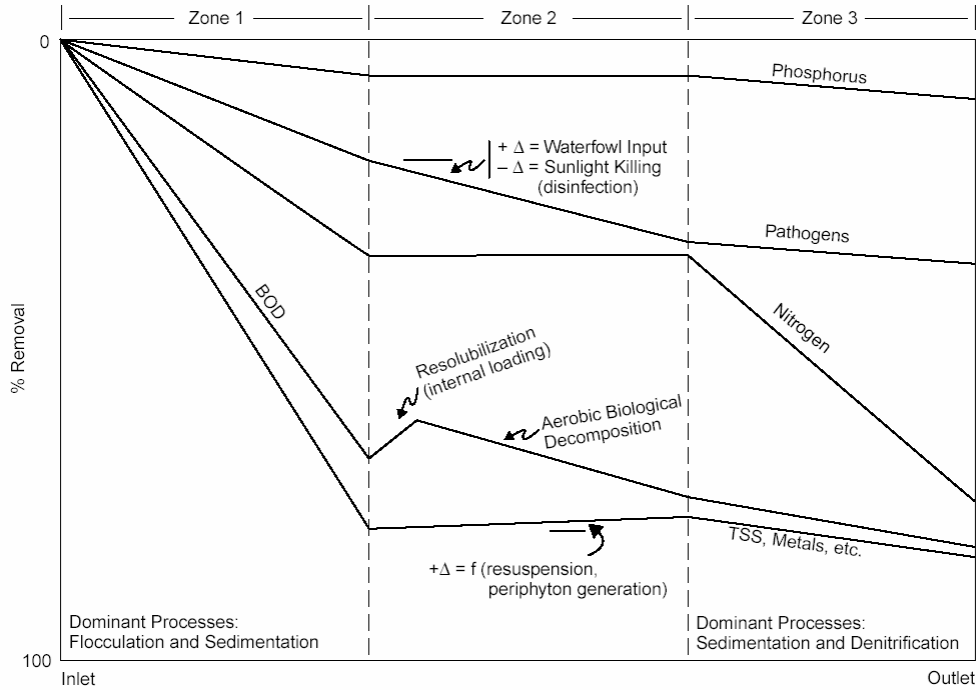

Figura 4.8: Eliminación de contaminantes según la zona de tratamiento en humedales FS. La zona 2 corresponde a la zona abierta mientras la zona 1 y 3 corresponde a una zona con vegetación emergente [22].

Las zonas abiertas tienen muchas funciones como la oxigenación de la columna de agua con reaireación atmosférica, macrófitas sumergidas y fotosíntesis de las algas. Además, permite la depredación de las larvas de mosquito por peces y otros animales y provienen el humedal de hábitats y zonas de alimentación para la vida acuática.

Se recomienda una zona 1 y 3 con 100% vegetación y una segunda zona entre el 50 y 100% de área abierta [22]. La floración de algas puede ocurrir en largas zonas abiertas

dando efectos negativos en la calidad del efluente. Para minimizar el futuro crecimiento de algas en las zonas abiertas se limita el tiempo de retención a dos o tres días, siendo el ciclo de crecimiento de éstas de 7 días, aumentando con las temperaturas frías. Como prevención, después de la zona abierta se construye una zona 100% vegetación con un tiempo de retención mayor a 2 o 3 días, el efecto de las algas se reduce entonces a un incremento de la biomasa.

En un primer diseño se establece una zona abierta que a máximo caudal tenga un periodo de retención de dos días. Aplicando la ecuación (4.13) se obtiene una zona abierta de unos 100 m^2. Con esta superficie a caudal mínimo y medio le corresponde un periodo de retención de 5 y 9 días respectivamente intuyendo problemas derivados de la excesiva formación de algas. Para evitar esta situación, se divide la superficie abierta en dos zonas de 50 m^2 seguidas de su respectiva zona con vegetación emergente de 100 m^2 cada una.

Con el nuevo tiempo de retención en el momento de mínimo caudal de 4,8 días, se sobrepasa sensiblemente el periodo recomendado de residencia. Considerando que el tiempo real de permanencia del fluido es menor que el teórico y que esta situación coincide con el invierno, se observa gran dificultad en la aparición de algas. De todos modos, la zona de seguridad compuesta por vegetación que sigue a cada una de las dos zonas abiertas y un buen cosechado nos ofrece la certeza de una adecuada depuración.

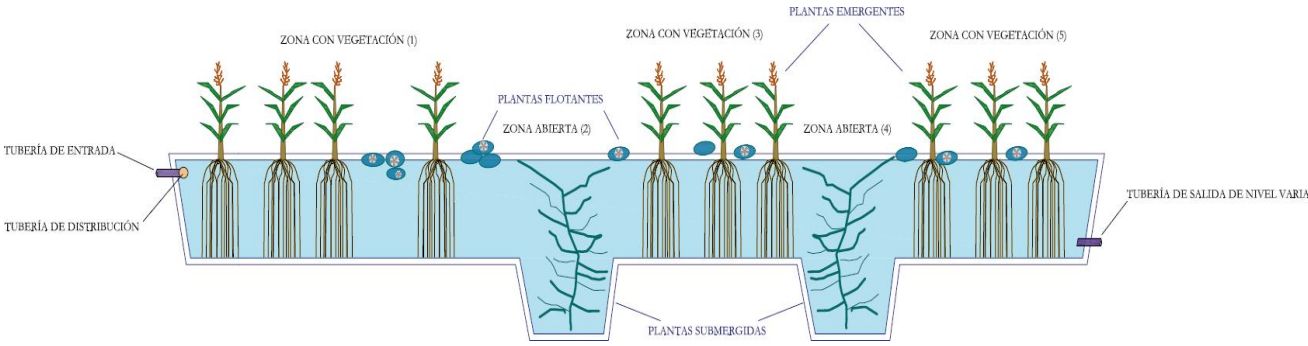

Figura 4.9: Esquema del humedal de flujo superficial separado en cada una de las 5 zonas que se compone [15].

Finalmente, el diseño de las zonas abiertas del humedal superficial observable gráficamente en la Figura 4.9 se resume de la siguiente manera:

- Zona 1: Zona con vegetación emergente a la entrada del humedal superficial con una superficie de 300 m^2.
- Zona 2: Zona abierta de 50 m^2.
- Zona 3: Zona con vegetación de 100 m^2.

- Finalmente, el flujo circula por una zona 4 y 5 con las mismas características y dimensiones que las zonas 2 y 3 .

Diseño

Una vez se conoce las partes del humedal superficial se enumeran en la Tabla 4.21 los parámetros iniciales de diseño.

Superficie	600	m^2
Superficie zona abierta	100	m^2
Profundidad zona abierta	1,2	m
Superficie zona con vegetación	500	m^2
Profundidad zona vegetación	0,7	m
Porosidad zona abierta	1	
Porosidad zona vegetación	0,7	

Tabla 4.21: Datos de partida de la zona superficial del sistema de tratamiento.

En esta parte del diseño, es importante tener en cuenta la variación de caudal que existe debido a la estacionalidad. La razón más importante es el tiempo de residencia, considerablemente mayor que en los humedales de flujo subsuperficial. Los caudales que se utilizarán en el proceso de diseño del humedal superficial serán los caudales promedio en cada uno de los siguientes casos. Los diferentes caudales se ven reflejados en la Tabla 4.22:

Con población máxima (Q_{max})	Medio anual (Q_{ave})	Con población mínima (Q_{min})
60,63	25	12,40

Tabla 4.22: Caudal de vertido a tratar en los diferentes casos (m^3/d)

Inicialmente se calcula el porcentaje de zona abierta que hay en el humedal. Este dato es esencial para obtener la profundidad media y la porosidad media.

Tasa de carga hidráulica

Representa la profundidad del agua distribuida a través de la superficie del humedal en un periodo de tiempo determinado [23] y se calcula con la ecuación (4.38):

$$q = \frac{A_s}{Q_{0o}} \qquad (4.38)$$

Se recomiendan unos valores de tasa de carga hidráulica entre 5 y 13 cm/d [23].

Volumen:

Se obtiene el volumen total (V), el volumen para zonas abiertas (V_a) y el volumen de zonas con vegetación (V_v). Dividiendo el volumen entre la porosidad se consigue el volumen útil en el humedal.

Los resultados de estas operaciones se ven reflejados en la Tabla 4.23, donde se plantea el resumen de los cálculos anteriormente citados, utilizando los datos de partida de la Tabla 4.22 y Tabla 4.21.

Parámetros	Descripción	Valor	Unidades
α	Porcentaje de zona abierta	0,16	
h	Profundidad media	0,78	m
ξ	Porosidad media	0,75	
q	Tasa de carga hidráulica	10,7	cm/d
V	Volumen total	470	m^3
V_a	Volumen zona abierta	120	m^3
V_v	Volumen zona con vegetación	350	m^3
V_{ua}	Volumen útil zona abierta	120	m^3
V_{uv}	Volumen útil zona vegetación	245	m^3

Tabla 4.23: Resumen de parámetros calculados en el Anexo E.

Tiempo de retención hidráulico.

Se procede a calcular el tiempo de retención nominal hidráulico con la ecuación (4.39). Se define como el ratio del volumen útil del humedal y el caudal que circula por el mismo [23]. Se estima este tiempo en la Tabla 4.24 para cada una de las zonas del humedal superficial y para cada uno de los caudales considerados.

$$t = \frac{V_u}{Q} \qquad (4.39)$$

Donde,

V_u es el volumen útil y Q el caudal que es tratado por el humedal.

Tiempo de retención hidráulico	Qmax	Qave	Qmin
zona 1 con vegetación	2,5	5,9	11,8
zona 2 sin vegetación	1	2,4	4,8
zona 3 con vegetación	0,8	2,0	3,9
TOTAL	6,0	14,5	29,3

Tabla 4.24: Tiempo de retención hidráulico. Debe contemplarse que el tiempo total de retención de la zona dos y tres implicará tener en cuenta la existencia de dos zonas completamente iguales.

Ratio y geometría

Siguiendo las recomendaciones comentadas anteriormente, se decide implementar un ratio 3:1 en el largo-ancho del humedal.

Las dimensiones del humedal se basan en dividir la superficie estimada de 600 m^2 en el ratio elegido. Por lo tanto las medidas de la parte superficial son de 42 m de largo por 14 m. de ancho.

Velocidad

Siendo conocido que la división del caudal entre la superficie del ancho del humedal proporciona la velocidad lineal del agua (v), se obtiene mediante unos sencillos cálculos la

velocidad puntual y media de los diferentes caudales a tratar [22]. Estas velocidades varían ya sea en zonas abiertas o en zonas con vegetación emergente. En la Tabla 4.25 se muestran los resultados.

velocidad (m/s)	Qmax	Qave	Qmin
zona con vegetación	$1{,}02 \cdot 10^{-4}$	$4{,}21 \cdot 10^{-5}$	$2{,}09 \cdot 10^{-5}$
zona abierta	$4{,}17 \cdot 10^{-5}$	$1{,}72 \cdot 10^{-5}$	$8{,}54 \cdot 10^{-6}$
velocidad media del humedal	$8{,}53 \cdot 10^{-5}$	$3{,}51 \cdot 10^{-5}$	$1{,}74 \cdot 10^{-5}$

Tabla 4.25: Velocidad puntual en zonas abiertas y con vegetación y velocidad media en todo el humedal.

Gradiente hidráulico

Utilizando la velocidad recientemente calculada se procede a calcular el gradiente hidráulico siguiendo la ecuación (4.12) para cada caso. Escogiendo el caso más extremo, con máxima población estacional, se obtiene la máxima pérdida de carga que pueda llegar a presentarse en el humedal.

Utilizando la fórmula (4.26) con la pendiente que proporciona el terreno, se verificará que la longitud escogida no sobrepase la longitud máxima que permita vencer la resistencia al paso del flujo, este resultado se muestra en la Tabla 4.26.

	Número de Manning (η)	Gradiente hidráulico (s)	Longitud máxima (L)
Valor	6,4 s / $m^{1/3}$	$5{,}89 \cdot 10^{-7}$ m / m	226,9 m

Tabla 4.26: Numero de Manning, gradiente hidráulico y longitud máxima permitida.

La longitud de la celda del humedal superficial es de 43 m, inferior al valor máximo permitido, se verifica entonces el correcto diseño hidráulico.

Contaminantes:

En este apartado se pretende mostrar la reducción de la concentración de contaminantes que experimenta la parte superficial del tratamiento. Utilizando la concentración de contaminantes a la salida del primer humedal subsuperficial, se aplican las fórmulas de degradación de contaminantes enunciadas anteriormente de los humedales de flujo superficial.

En primer lugar, se calculan las constantes dependientes de la temperatura referidas a los humedales superficiales con los valores de K_R y θ_R mostrados en la tabla 4.13 y la temperatura del vertido aplicando la ecuación (4.18).

Una vez obtenidas las constantes, se calcula la concentración de contaminantes a la salida del humedal superficial mediante la ecuación (4.17). En el caso de la materia en suspensión se aplica la ecuación (4.20) mientras que para calcular la concentración de coliformes fecales y fósforo en el efluente se empleará las ecuaciones (4.22) y (4.23) respectivamente.

En la Tabla 4.27 queda reflejada la concentración de contaminantes en el efluente de la celda superficial del sistema.

DBO	NH_4^+	NO_3^-	SST	P	Unidades
1,80	10,71	0,36	2,53	9,80	mg/l

Tabla 4.27: Contaminantes a la salida del humedal superficial. Concentraciones en mg/l.

4.3.5.3. Humedal de flujo subsuperficial 2

En la Tabla 4.30 se observa que la concentración de los contaminantes más comunes no superan los límites de vertido. Es por este motivo, que el último humedal se destina a la consecución de unos óptimos niveles de depuración sobretodo del fósforo y de microorganismos patógenos.

La bibliografía recomienda [12] material granular de menor diámetro (grava fina) ya que facilita la adsorción de indicadores de microorganismos contaminantes determinando una mayor eliminación gracias a la mayor superficie específica.

Otro aspecto que influye en la eliminación de microorganismos es la profundidad del humedal. Humedales más profundos soportan menos poblaciones [12] tanto de bacterias heterótrofas, como coliformes totales, Escherichia Coli y Enterococos Fecales.

Por lo tanto, este humedal estará provisto de una profundidad de 0,6 m., ligeramente superior que el primer humedal subsuperficial, y relleno de una grava más fina.

Las aguas en esta parte final de tratamiento tienen poca carga contaminante. Por este motivo se opta por una gran variedad de especies que aumenten la biodiversidad y faciliten los procesos naturales.

Es muy importante, reservar una zona final con plantaciones de Iris pseudocorus, una especie de lirios capacitada para disminuir el pH exhudando compuestos acidificantes y realizando procesos de desinfección por medio de sustancias antibióticas [14]. De esta manera crean hábitats que dificultan la supervivencia de patógenos microbianos. Además,

estas especies tienen una capacidad superior para concentrar plomo, cadmio y mercurio además de muy buenos rendimientos en la remoción de nutrientes.

Partiendo de los datos iniciales considerados en la Tabla 4.28 se evaluará la concentración final de contaminantes en el efluente.

Profundidad (h)	0,6 m.
Diámetro grava	16 mm.
Porosidad (ξ)	0,38
Temperatura	18 º C
Superficie (A_s)	300 m^2
Caudal medio (Q_{med})	56,53 m^3/d

Tabla 4.28: Datos iniciales de diseño del último humedal subsuperficial.

En primer lugar, se procede a calcular la concentración de contaminantes a la salida del humedal subsuperficial. Para este cometido, no es necesario volver a calcular todas las constantes de reacción ya que únicamente son dependientes de la temperatura y ya fueron calculadas para dimensionar el primer humedal subsuperficial. Únicamente en el proceso de la nitrificación el valor de la constante de reacción es dependiente de otros factores como es la profundidad de penetración de las raíces.

Tras realizar los cálculos mostrados paso a paso en el Anexo C, se refleja en la Tabla 4.29 los resultados finales obtenidos.

DBO	NH_4^+	NO_3^-	NTK	SST	P	Unidades
0,53*	7,59	1,41	9,01	0,32*	8,52	mg/l

Tabla 4.29: Resultados de las concentraciones finales obtenidas en el proceso de depuración.

* Concentraciones teóricas, las reales serán sensiblemente mayores por las concentraciones umbrales que exporta el propio humedal.

Diseño hidráulico

Para calcular la geometría del humedal se procede como en el primer humedal subsuperficial. Se diseña la parte hidráulica del mismo con los datos tabulados en la Tabla 4.30:

Parámetros	Descripción	Valor	Unidades
Q_{med}	Caudal máx. promedio en este sector del tratamiento	56,53	m^3/d
A_s	Superficie del humedal	1300	m^2
A_{sf}	Superficie de la parte final del tratamiento (SFS2)	300	m^2
K_s	Conductividad hidráulica de gravilla 10-20 mm de diámetro sin usar.	10.000	$m^3/m^2 \cdot dia$
k_{sf}	Conductividad hidráulica al final de la zona de tratamiento. Suponiendo 10% de gravilla sin usar.	1000	$m^3/m^2 \cdot dia$
s	Pendiente del fondo del lecho	0,005	(0,5%)
h_{wf}	Profundidad de diseño al final del tratamiento	0,6	m
y_3	Capa de grava de seguridad	0,08	m
dh_i	Máxima perdida de carga permitida	0,06	m

Tabla 4.30: Datos iniciales de partida para el diseño hidráulico del segundo humedal subsuperficial.

Cálculo del ancho total:

Por cuestiones estéticas y para simplificar el diseño, se fija el ancho del humedal con el mismo valor que el anterior humedal superficial, 14 m. A partir de este dato y disponiendo de la superficie total del humedal subsuperficial, se obtiene la longitud del mismo.

Se comprueba la relación geométrica, siendo ésta de (1,5:1) proporciona resultados hidráulicos favorables.

Pérdida de carga

Es importante tener en cuenta la pérdida de carga que se produce en esta parte del humedal. Con la ecuación (4.40) y los datos mostrados en la Tabla 4.29 y Tabla 4.30Tabla 4.30: Datos iniciales de partida para el diseño hidráulico del segundo humedal subsuperficial. se

comprueba que no sea una carga excesiva y así asegurar una correcta elección de la geometría.

$$dh_f = \frac{Q \cdot L_f}{K_f \cdot W \cdot h_{wf}} \qquad (4.40)$$

En la Tabla 4.31 se muestran los resultados obtenidos de calcular la longitud de esta última parte y la pérdida de carga máxima que se producirá.

	Valor	Unidades
Longitud	21,42	m
Pérdida de carga	0,14	m

Tabla 4.31: Resultados del cálculo de la longitud y la pérdida de carga.

Cálculo de las elevaciones del fondo del segundo tratamiento subsuperficial.

Como referencia para las elevaciones se utiliza el fondo del lecho a la salida del tratamiento subsuperficial ($h_{wf} = E_{wf}$). La elevación al principio de tratamiento (E_{s0}) se calculará teniendo en cuenta la pendiente del fondo del lecho (s) de la misma manera que en el primer humedal subsuperficial mediante la ecuación (4.34). Una visión gráfica tanto de las elevaciones como de las diferentes profundidades del agua se muestran en la Figura 4.6.

Cálculo de la elevación de la superficie del agua

Se calcula la elevación de la superficie del agua en el inicio del tratamiento (E_{w0}). Es importante tener en cuenta que se quiere conseguir una altura del agua de 0,6 m a la salida del humedal, donde se sitúa el punto de referencia. De la misma manera que en el caso anterior es aplicable la fórmula utilizada en el primer humedal subsuperficial, la ecuación (4.35).

Cálculo de la profundidad del agua

Se calcula la profundidad del agua a la salida y a la entrada de esta parte del tratamiento con las ecuaciones (4.36) y (4.37).

En la Tabla 4.32 se resumen las elevaciones y superficies calculadas en esta última parte del tratamiento.

Parámetro	Descripción	Valor	Unidades
E_{so}	Elevación al principio del tratamiento	0,1075	m
E_{wo}	Elevación de la superficie del agua al inicio	0,74	m
h_{wi}	Altura inicial del agua	0,6325	m
h_{we}	Altura final del agua	0,60	m

Tabla 4.32: Elevaciones y alturas del agua en el inicio y final del último tratamiento subsuperficial.

Se observa una altura del agua en el inicio de 0,0325 m superior a la altura del humedal. Esta altura no sobrepasa los 0,08 m de la capa de gravilla situada por seguridad para evitar que el flujo circule por la superficie padeciendo así problemas de olores y de cortocircuitos superficiales.

4.3.5.4. Esquema final de la planta de tratamiento

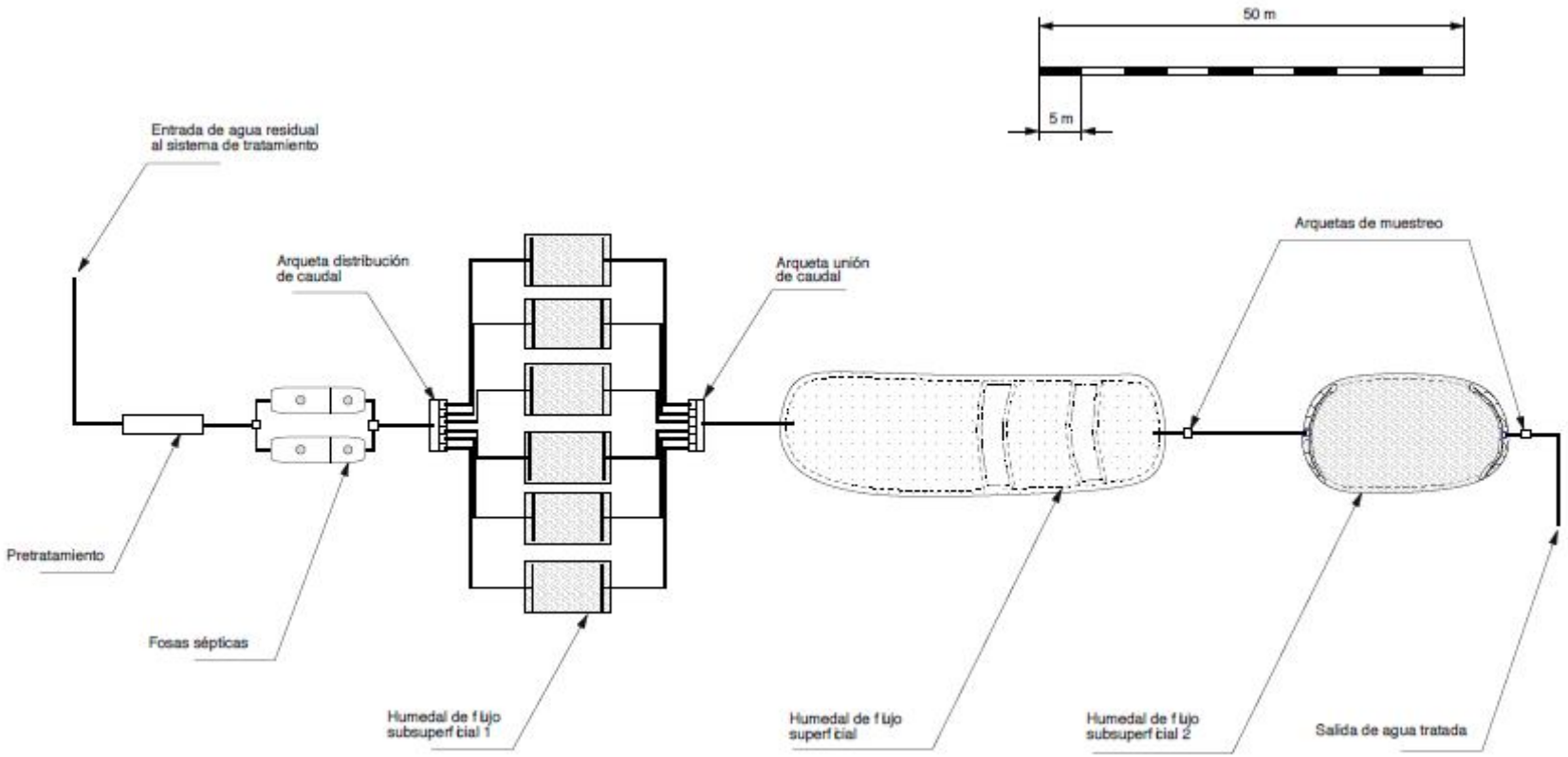

Figura 4.10: Esquema general de la planta de tratamiento.

4.3.6. Aspectos térmicos.

En el Anexo D se analizan los aspectos térmicos vigilando que no se produzca ninguna falla del sistema a causa de las bajas temperaturas.

Normalmente en los humedales subsuperficiales es suficiente para evitar la congelación una capa de grava encima del nivel del agua, y en los humedales superficiales, se crea una capa fina de hielo efectuándose bajo esta los procesos más lentamente. Largas temporadas a temperaturas muy bajas podrían ocasionar una rotura del hielo y el agua subir por las grietas ocasionando un fallo en el sistema [23].

Se observa que los humedales elegidos pueden operar en invierno satisfactoriamente. En este caso, un año frío con temperaturas extremas, los humedales subsuperficiales continúan los procesos de depuración sin ningún tipo de anomalía y en el humedal superficial aparece una capa de hielo superficial de 4 y 5 cm. en las zonas de menos profundidad (70 cm.) y de unos 10 cm. en las zonas de mayor profundidad (1,2 m.) ocupando en el peor de los casos un 8,5% de la profundidad disponible. Este dato junto con el aumento del tiempo de residencia que se produce debido al menor caudal, asegura un perfecto funcionamiento bajo la capa de hielo del tratamiento superficial.

5. Informe de Impacto ambiental

A continuación se resumen los impactos ambientales tanto en la fase de construcción como en la de explotación, con su respectiva evaluación y medidas correctoras, preventivas y minimizadoras a seguir, puede consultarse en el Anexo F el informe completo:

IMPACTO	EVALUACIÓN IMPACTO	MEDIDAS CORRECTORAS, PREVENTIVAS Y MINIMIZADORAS
CONSTRUCCIÓN		
Pérdida de suelo por ocupación, compactación, variación del terreno	Compatible - Moderado	▪ Correcta señalización. ▪ No ocupar más suelo del necesario. ▪ Evitar el acopio en zonas forestales y próximas a ríos.
Vertidos en las aguas superficiales, subterráneas y suelos por contaminación	Moderado-severo	▪ Reparación de maquinaria en talleres adecuados ▪ Correcto comportamiento de los operarios en cuanto a residuos. ▪ Correcta planificación de la obra.
Desaparición de la vegetación de la cubierta vegetal afectando la flora perteneciente a la superficie afectada por las obras.	Compatible	▪ Identificación y transplante de los elementos vegetales de necesaria conservación. ▪ Correcta señalización de la zona de trabajo. ▪ Correcta restauración de los terrenos afectados.
Pérdidas de hábitats, alteración de la superficie, efecto barrera y destrucción de la fauna edáfica.	Moderado	▪ Cercamiento del perímetro de actividad durante las obras. ▪ Control de vertidos de materiales y combustibles con efectos negativos para la fauna.

IMPACTO	EVALUACIÓN IMPACTO	MEDIDAS CORRECTORAS, PREVENTIVAS Y MINIMIZADORAS
		▪ Precaución en la conducción al fin de evitar atropellos
Perdida de calidad paisajística provocado por vertederos temporales, almacenaje de materiales, etc.	Moderado	▪ Utilizar zonas abrigadas y protegidas a la vista para almacenaje, maquinaria y elementos auxiliares. ▪ Retirada de residuos incontrolados y contaminantes.
Emisión de humos y partículas de combustión de la maquinaria de obras	Moderado	▪ ITV vigente o buen estado en general de mantenimiento de las máquinas ▪ Precalentar motores previo uso ▪ Evitar conducciones bruscas de maquinaria
Emisión de partículas en suspensión por los materiales pulverulentos acopiados y por circulación de tráfico rodado en los caminos sin pavimentar de acceso	Moderado	▪ Riegos periódicos de caminos ▪ Riegos de los montones de materiales acopiados ▪ Uso de silos o sacos para acopio de materiales de construcción pulverulentos o cubrirlos con lonas.
Incremento del nivel sonoro habitual con afectación al funcionamiento de las actividades de la zona Afectación a la fauna por el incremento del nivel sonoro	Compatible Moderado	▪ ITV vigente o buen estado en general de mantenimiento de las màquinas ▪ Evitar conducciones bruscas de maquinaria

IMPACTO	EVALUACIÓN IMPACTO	MEDIDAS CORRECTORAS, PREVENTIVAS Y MINIMIZADORAS
Molestias a la población de Calomarde causadas por el ruido, circulación de maquinaria pesada, etc.	Moderado	▪ Aparte de las medidas del impacto anterior, se recomienda realizar los trabajos de construcción en la época de mínima población.
Riesgos laborables potenciales para los trabajadores provocados por la falta de medidas de seguridad	Moderado	▪ Correcta aplicación de las normativas vigentes en cuanto a prevención de riesgos laborales.
Incremento de lugares de trabajo en la zona	Compatible	
EXPLOTACIÓN		
Contaminación de terreno y aguas producido por los lodos originados por la depuradora	Compatible	Se llevarán los residuos al gestor autorizado.
Residuos orgánicos provocados por el mantenimiento del humedal	Compatible	Se separarán según el grado de utilización de cada tipo de residuo. Por ejemplo, con cañas se realizará artesanía.
Residuos urbanos originados por visitas a la planta y personal.	Moderado	Se instalarán containeres de recogida que serán vaciados con la misma periodicidad que los del pueblo. Incidencia en la educación ambiental.

IMPACTO	EVALUACIÓN IMPACTO	MEDIDAS CORRECTORAS, PREVENTIVAS Y MINIMIZADORAS
Calidad del agua del río, mantenimiento del caudal ecológico	Compatible	
Olores producidos por la depuradora que afectan a fauna y población	Moderado-Compatible	Diseño de la planta depuradora que presta especial atención a evitar la aparición de olores.
Extensión de especies colonizadoras de flora en detrimento de la flora local	Moderado-Severo	Utilización de fauna local o no colonizadora.
Creación de nuevos ecosistemas y mejora del presente	Compatible	
Integración de la depuradora en el paisaje	Compatible	
Creación de actividades formativas y aumento del turismo rural por la mejora ecológica	Compatible	
Reacciones a un sistema diferente a la depuración convencional.	Moderado	Presentaciones sobre sistemas de depuración basados en humedales artificiales para potenciar el acercamiento de la tecnología a la población

Teniendo en cuenta todo lo expuesto se puede concluir:

- La mayoría de impactos que se producen son moderados y aparecen en la fase de construcción, que les otorga el carácter de temporal y permite una buena recuperación si se han tomado las medidas preventivas/correctoras adecuadas. En este caso pasan a tratarse todos los impactos como compatibles. El principal problema que se considera es la calidad ecológica de la zona que implica un procedimiento más sensible con el entorno a la hora de realizar los trabajos de construcción.

- Existe un gran beneficio ocasionado por el gran número de impactos positivos que se encuentran en este proyecto. Destaca sobretodo la correcta depuración del municipio de Calomarde, con todos los efectos positivos que ello comporta tanto para el municipio como para el medio ambiente de toda la Sierra de Albarracín. La población, el turismo, la fauna y flora serán los grandes beneficiados del proyecto.

Siguiendo lo expuesto en la Metodología general y respondiendo a la finalidad del presente estudio, se han identificado en función del medio afectado y de las causas originarias de los impactos, unas medidas correctoras tendentes a minimizar los aspectos negativos o, en última instancia, a compensar la carencia inducida. En consecuencia, los efectos negativos identificados se pueden considerar, de forma global, ambientalmente COMPATIBLES con el entorno en que se inscriben.

6. Presupuesto

En la Tabla 6.1 se muestra el presupuesto de la planta de depuración mediante humedales artificiales:

Descripción	U.	M.	Precio	Total
CONSTRUCCIÓN				
Suministro y montaje de elementos para pretratamiento, consistente en un aliviadero seguido de un canal de desbaste para eliminación de sólidos gruesos, y de tratamiento primario mediante una fosa séptica, definidos según proyecto.	u	1,00	15.000,00	15.000,00
Limpieza y desbroce del terreno, con medios manuales y carga manual sobre camión o contenedor	m^2	100,00	3,26	326,00
Limpieza y desbroce del terreno, con medios mecánicos y carga mecánica sobre camión	m^2	1200,00	0,85	1.020,00
Excavación de tierras en zanjas o pozos, de hasta 3 m de profundidad, en roca blanda, con retroexcavadora con martillo rompedor y carga mecánica sobre camión	m^3	880	10,47	9.213,60
Transporte de residuos dentro de la obra, con camión de 12 t y tiempo de espera para la carga en la máquina	m^3	160,00	1,79	286,40
Carga con medios mecánicos y transporte de tierras para reutilizar en obra, con camión de 20 t, con un recorrido de más de 15 km y hasta 20 km.	m^3	200,00	5,78	1.156,00
Hormigón para muros de contención de 3 m. de altura como máximo, HM-20/F/40/I de consistencia fluida y tamaño máximo del granulado de 40 mm. Vertido con cubilote	m^3	11,80	87,92	1.037,46

Descripción	U.	M.	Precio	Total
Losa de hormigón armado inclinada de 15 cm de grueso, con encofrado para revestir, con una cuantía de 1,4 m^2/m^2, hormigón HA-25/B/10/I, vertido con bomba, y armadura B500 S de acero en barras corrugadas con una cuantía de 15 kg/m^2.	m^2	400,00	80,29	32.116,00
Impermeabilización de paramento vertical con mortero impermeabilizante de capa fina, por el método de membrana rígida, monocomponente de base de cemento	m^2	79,20	7,55	597,96
Impermeabilización de paramento horizontal con mortero impermeabilizante de capa fina, por el método de membrana rígida, monocomponente de base de cemento + resina con dotación de 4 kg/m^2 aplicado en dos capas.	m^2	400,00	5,90	2.360,00
Geotéxtil formado por fieltro de propileno no tejido ligado mecánicamente de 350 a 400 g/m^2, colocado sin adherir	m^2	1400,00	4,16	5824,00
Membrana de densidad superficial 1,8 kg/m^2 y grueso 1 mm, de una lámina de EPDM, colocada no adherida	m^2	1050,0	9,02	9.471,00
Tubo de fosa dúctil de 150 mm de diámetro nominal interior, según la norma ISO 2531, unión de campana con anillo elastomérico de estanqueidad para agua, con grado de dificultad medio y colocado en el fondo de la zanja.	m	350,00	30,50	10.675,00
Arqueta de distribución de hormigón prefabricado sin fondo, de 150x150 cm y 100 cm de profundidad para instalaciones de servicios, colocada sobre solera de hormigón HM-20/P/40/I de 15 cm. de grueso y relleno lateral con tierras de propia excavación.	u	2,00	255,30	510,60

Descripción	U.	M.	Precio	Total
Arqueta de registro de hormigón prefabricada sin fondo, de 70x70 cm. De profundidad, para instalaciones de servicios, colocada sobre solera de hormigón HM-20 de 15 cm. De grosor y relleno lateral con tierras de propia excavación.	u	2,00	61,34	122,68
Suministro y plantación de macrófitas emergentes y macrófitas flotantes	m^2	1.300,00	2,44	3.172,00
Grava de granulometría 20/40 mm	t	204	1,96	399,84
Grava de granulometría 10/20, lavada.	t	306	2,28	697,68
Partida alzada a justificar para la seguridad y salud durante la ejecución de las obras	u	1,00	1.000,00	1.000,00
Partida alzada a justificar posibles imprevistos durante la ejecución de las obras	u	1,00	1.000,00	1.000,00
Total Construcción	**€**			**95.986,22**
EXPLOTACIÓN (€/anual)				
Podado de juncos y carrizos y plantas utilizadas por depuradoras naturales, hasta 2 m. de altura.	Ha	1,30	378,00	491,00
Vaciado de lodos de la fosa séptica, 11,40 m^3,	h	4,00	90,00	360,00
Mantenimiento común de las rejas de desbaste y vigilancia del funcionamiento del sistema por personal sin experiencia previa.	h	40,00	10,00	400,00
Total explotación	**€**			**1.251,00**

Tabla 6.1: Presupuesto en la construcción del sistema de tratamiento mediante humedales artificiales (U. = unidades, M. = medición).

Conclusiones

Los humedales artificiales son sistemas simples de operar, con un bajo mantenimiento y nulo consumo energético, que producen escasos residuos durante la fase de operación, con bajo impacto sonoro, una excelente integración en el medio natural y con una capacidad de regulación del sistema. Destaca la gran extensión de terreno necesaria como inconveniente principal.

Teniendo en cuenta la disponibilidad de terreno en el municipio y todos los beneficios anteriormente comentados, se considera como el resultado más apropiado de tratamiento el compuesto por un pretratamiento, una fosa séptica y un sistema de humedales artificiales híbrido, elegido por la complementación existente entre los procesos ocurridos en sistemas de flujo subsuperficial y los ocurridos en el flujo superficial. Mientras que los primeros intensifican el tratamiento, los segundos potencian la integración en el medio mediante, el crecimiento de los actuales ecosistemas y el fomento de nuevos. Se esperan unos excelentes resultados en la calidad del agua vertida que permita conservar el estado ecológico de los ecosistemas acuáticos.

Tras un estudio del entorno se considera Calomarde como una población con altos valores naturales de necesaria conservación y con zonas protegidas situadas alrededor cuyos ecosistemas se beneficiarán notablemente del tipo de sistema de tratamiento elegido. En el caso de un aumento de población existen medios para aumentar el sistema.

La tendencia en el diseño es potenciar la diversificación de zonas en el humedal. Provocando así el máximo número de reacciones que favorecen la eliminación de diferentes contaminantes buscando al mismo tiempo un equilibrio en el sistema que minimice su mantenimiento.

Siendo un clima de alta montaña con bajas temperaturas es importante estudiar estos efectos adversos en el tratamiento. Los resultados indican un correcto funcionamiento de la planta incluso en periodos de congelación de la capa superficial del agua.

Es inevitable comparar con el tratamiento convencional los valores económicos obtenidos, si bien la inversión inicial es ligeramente superior, se amortizaría esta diferencia en un periodo no superior a dos años debido a los gastos provenientes del consumo energético, del vaciado de lodos y del mantenimiento que conlleva el tratamiento convencional. La dificultad de las pequeñas localidades para conseguir un presupuesto fijo anual pone de manifiesto al tratamiento natural como una gran opción que mantiene los niveles de calidad de depuración con escaso mantenimiento que no requiere grandes conocimientos tecnológicos para llevarse a cabo, pudiendo realizarse por mano de obra local.

Una parte de esta gran inversión, como podemos ver en el presupuesto, viene dada por la utilización de cemento en las seis celdas en paralelo de la primera parte del tratamiento. Se ha optado por esta configuración previniendo cualquier caso de colmatación o falla, mientras en el primer caso se puede dejar descansar una celda sin parar el proceso, en caso de falla puede restaurarse completamente la celda con un cambio de grava conllevando un aumento considerable de la vida útil del sistema.

Se considera un beneficio añadido para la población el aumento de la diversidad biológica, incrementando así el turismo rural, y un aprovechamiento de materias primeras y forrajes Es importante aprovechar el conocimiento de la depuradora para concienciar a la población del vertido de fosfatos y alternativas que ayuden a alargar la vida de un sistema fácilmente agradable a la vista.

Agradecimientos

Quiero agradecer principalmente a toda esa gente que ha ayudado, vivido y sufrido la realización de este proyecto y que siempre han estado apoyando para verlo salir adelante.

A Nuria Miralles por la guía que ha sido y por todo el trabajo realizado.

A Pau Arqués, Ariadna Pastor, y Albert Torrents por los conocimientos que me han ayudado a adquirir, tanto en cursos y construcciones de pequeñas plantas de depuración natural, como en charlas y comidas.

A Biotrit , La Gota, Jesús Adiego y Ana, por la información recibida muy necesaria para la consecución del presente proyecto.

A mi familia por su aguante, amor incondicional y comidas; a mi hermana, y como no, toda la gente que ha puesto de forma incondicional su granito de arena en este proyecto, Victoria, Laura, Carmelo, Xisca, Vane, Koala, Joanfik, Roger, Judith, Pau,…mil amores. Y como no a Can Eusebi y sus dos mas fieros guardianes, Gachán, y Michu.

Mención al pueblo de Calomarde por el interés demostrado en apoyar nuevos proyectos, a Hermenegildo por sus conocimientos del terreno y al alcalde de Frías de Albarracín por la disposición demostrada.

Bibliografía

[1] ARROJO PEDRO *El reto de la nueva cultura del agua.* Paidós. Barcelona. 2006.

[2] Preámbulo Ley 29/1985, de 2 de agosto,de Aguas (BOE nº 189, 8-08-1985)

[3] España. Real Decreto 11/1995, de 28 de diciembre, en el que se establecen normas apicables al tratamiento de aguas residuales urbanas

[4] ARNALDOS, JOSEP et al. *Medi ambient i tecnologia.* Guia ambiental de la UPC. Barcelona. Edicions UPC, 1998.

[5] METCALF AND EDDY, Inc. *Wastewater Engineering, Treatment and Reuse*. Mc Graw-Hill, Boston, 1819pp. 2003.

[6] PERRY, ROBERT H. *Manual del Ingeniero Químico*. Méjico. Mc. Graw-Hill / Interamericana de México, S.A., 1992.

[7] [http://www.ambientum.com/revista/2002_11/AUTDPRCNGS2.asp, 2 de febrero 2010]

[8] [http://portal.aragon.es/portal/page/portal/IAA/USO/PRACTICAS /CALIDAD_AGUA.PDF, 6 de febrero 2010]

[9] PEREZ PARRA JERONIMO., *Depuración y reutilización de aguas residuales.* Ponencia. Encuentro medio ambiental de Almeria. Universidad de Almeria.7de Marzo 1998.

[10] CRITES, RON. *Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados.* Colombia. McGraw-Hill Interamericana, 2000.

[11] TORRENTS A., PASTOR A. *Tractament d'aigues per sistemas naturals, una concepció ecològica, integrada i productiva del tractament d'aigues* [http://www.lagota.cat/Saber_ne_mes.html, 15 de Mayo 2010]

[12] GARCÍA J., MORATÓ J., BAYONA J.M. *Nuevos criterios para el diseño y operación de humedales construidos*, García, J., Morató, J. y Bayona, J.M Editores, CPET-Centro de Publicaciones del Campus Nord, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2004

[13] GARCÍA J., OJEDA E., SALES E., CHICO F.,PÍRIZ T., AGUIRRE P. Y MUJERIEGO R. SPATIAL *Variations of temperature, redox potencial, and contaminants in horitzontals flow reed beds*. Ecol. Eng.,2003. p 129-142.

[14] *Curs de gestió sostenible de l'aigua*. Escola agrària de Manresa.[Curs impartit per ALBERT TORRENTS SALLENT, Abril - maig 2010]

[15] Propio autor. 2010.

[16] ESPAÑA.REAL DECRETO 907/2006, sección 6ª Artículo 35.

[17] [http://portal.aragon.es/portal/page/portal/IAA/LUGARES/TERUEL/CALOMARDE, 6 de Mayo, 2009]*

[18] YAN J., WANG R., WANG M. *Principios fundamentales y ecotécnicas de la acuicultura de aguas residuales.* Ingenieria Ecológica 10. 1998. p 191-208.

[19] Garcia Joan, Corzo Angélica *Guía práctica de diseño, construcción y explotación de sistemas de humedales de flujo subsuperficial*. [http://biblioteca.universia.net/ficha.do?id=38566166, 29 de Julio 2009].

[20] HERNÁNDEZ, A., HERNÁNDEZ, A., Y GALÁN, P. (1996). *Manual de Depuración Uralita.* Editorial Paraninfo, Madrid, 429 pp.

[21] [http://www.starlandcommunity.org/Index/Gazette.htm, 12 de junio 2009]

[22] USEPA (Unites States Environmental Protection Agency) *Constructed Wetlands Treatment of Municipal Wastewaters*. USEPA Office of Research and Development. Cincinnati. OH., 2000

[23] REED S. C., CRITES R.W. Y MIDDLEBROOKS E.J. *Natural systems for Waste Management and Treatment.* 2nd edition. McGraw-Hill.New York, 431 pp., 1995. el 20

[24] KADLEC, R.H., KNIGHT, R.L.*Treatment Wetlands*. CRC Press, Florida, 893 pp., 1996. el 21

[25] BRIX H. *Use of constructed wetlands in water pollution control: historical development, present status and future perspectives*. Wat. Sci. Tech., Vol 30 (8), 1994. p 209-223.

[26] YOUNG R., WHITE G., BROWN M., BURTON J., Y ATKINS B. *The constructed wetlands manual*. Department of Land and Water Conservation, New South Wales, Australia. 1998.

[27] BÉCARES, E. *Función de la vegetación y procesos de diseño de humedales construidos de flujo subsuperficial horizontal y flujo superficial".* En:Nuevos Criterios para el Diseño y Operación de Humedales Construidos. García, J., Morató, J. y Bayona, J.M Editores, CPET-Centro de Publicaciones del Campus Nord, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2004, pp 51-62.

[28] MERZ S.K. *Using free water surface Constructed Wetlands to Treat Municipal Sewage.* Queensland Department of Natural Resources, Brisbane, 2000.

[29] DOMBECK, G., WILLIAMS, C. AND CRITES, R. *Hydraulics in constructed wetlands*, in Proceedings of 70th Annual Water Environtment Federation, Chicago, IL.

[30] TANNER C.C., CLAYTON J.S. Y UPSDELL M.P. *Effect of loading rate and planting on treatment of dairy farm wastewaters in constructed wetlands*. Removal of oxygen demand, suspended solids and fecal coliforms. Wat. Res.29, 1995, p.17-26.

[31] BRIX H. Macrophyte-mediated oxygen transfer in wetlands: transport mechanisms and rates. In: Constructed Wetlands for Water Quality Improvement. Moshiri G.A. (ed.), Lewis Publishers, Boca Raton, Florida, 1993, pp 391-398