



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

TRABAJO DE FIN DE GRADO

ESTUDIO COMPARATIVO Y DIMENSIONAMIENTO BÁSICO DE
DIVERSAS TIPOLOGÍAS DE HUMEDALES ARTIFICIALES PARA
EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES
PROVENIENTES DEL POLÍGONO INDUSTRIAL MONCADA III
(MONCADA, VALENCIA).

Presentado por

Estopà Consuegra, Sergi

Para la obtención del

Grado de Ingeniería de Obras Públicas especialidad en
Hidráulica e Hidrología

Curso: 2017/2018

Fecha: 7/09/2018

Tutor: Benedicto Durà, Vicent

Cotutor: Aguado García, Daniel



Índice

1.	Introducción	5
1.1.	Situación actual de Moncada III.....	6
1.2.	Tipos de aguas residuales y contaminantes	8
1.3.	Clasificación De Los Contaminantes	9
1.4.	Contaminantes habituales en las aguas residuales	10
1.5.	Consecuencias que acarrear los vertidos.....	11
1.6.	Métodos analíticos para el control de la calidad del agua	12
1.7.	Tecnologías de tratamiento del agua	14
1.8.	Tecnologías aplicables al tratamiento de aguas generadas en núcleos pequeños de población	17
1.9.	Tecnologías y métodos de humedales artificiales	20
1.10.	Usos del agua	23
2.	Objetivos y alcance.....	25
3.	Estudio del municipio de Moncada	26
3.1.	Introducción	26
3.2.	Estudio de Moncada III	32
3.3.	Situación actual de saneamiento.....	35
3.3.1.	Situación general de Moncada	35
3.3.2.	Situación actual de Moncada III.....	40
3.4.	Estudio climatológico.....	43
3.5.	Estudio geomorfológico.....	45
3.6.	Estudio topográfico	52
3.7.	Marco normativo	59
4.	Propuesta de actuación.....	63
4.1.	Descripción pretratamiento y tratamiento primario.....	63
4.1.1.	Pretratamiento	63
4.1.2.	Tratamiento primario	70
4.2.	Sistema de un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal.....	79
4.2.1.	Diagrama de flujo.....	79
4.2.2.	Sistemas de distribución y recogida.....	80
4.2.3.	Medio granular	84
4.2.4.	Impermeabilización	85

4.2.5.	Plantación	86
4.3.	Sistema de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical	87
4.3.1.	Diagrama de flujo.....	88
4.3.2.	Sistemas de distribución y recogida.....	88
4.3.3.	Medio granular	90
4.4.	Sistema de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “sistema francés”	91
4.4.1.	Diagrama de flujo.....	92
4.4.2.	Sistema de distribución y recogida	93
4.4.3.	Medio granular	94
5.	Análisis de las propuestas	95
5.1.	Introducción	95
5.1.1.	Instalación eléctrica	95
5.1.2.	Valla de cercamiento	96
5.1.3.	Puerta de acceso.....	96
5.1.4.	Camino de acceso	96
5.1.5.	Áreas disponibles	97
5.1.6.	Recogida del agua residual	98
5.2.	Sistema de un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal.....	99
5.2.1.	Cálculos de la situación actual	102
5.2.2.	Cálculo de la situación horizonte	105
5.3.	Sistema de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical	107
5.3.1.	Cálculos de la situación actual	110
5.3.2.	Cálculos de la situación horizonte	115
5.4.	Sistema de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “sistema francés”	119
5.4.1.	Consideraciones hidráulicas	124
5.4.2.	Cálculos de la situación actual	126
5.4.3.	Cálculos de la situación horizonte	133
6.	Explotación y mantenimiento	139
6.1.	Puesta en marcha	139
6.2.	Mantenimiento rutinario.....	139
6.3.	Operaciones a largo plazo	140
7.	Usos del agua	142

7.1.	Terrenos de aplicación.....	145
8.	Conclusiones principales	146
9.	Bibliografía	149

Anejos

- I. Presupuestos Obra
- II. Cuadros coste de explotación y mantenimiento
- III. Cuadros comparativos entre humedales
- IV. Tablas Auxiliares (Papadakis)

Planos

1. Emplazamiento
2. Situación Moncada III y zona de implantación
3. Área disponible para la implantación
4. Plano topográfico
5. Planta de los humedales. Situación actual
 - a. Horizontal
 - b. Vertical
 - c. Sistema frances
6. Planta de los humedales. Situación futura
 - a. Vertical
 - b. Sistema francés
7. Sección de los humedales. Situación actual
 - a. Horizontal
 - b. Sección de las dos etapas vertical
 - c. Sistema francés primera etapa
 - d. Sistema francés segunda etapa
8. Sección de los humedales
 - a. Sección de las dos etapas. Vertical
 - b. Sección de las dos etapas. Sistema francés

1. Introducción

El agua es uno de los recursos más fundamentales, y constituye uno de los recursos básicos en los que se apoya el desarrollo de la humanidad, a pesar de ello, la importancia del agua no ha tenido la atención que debería a pesar de su vital valor para la humanidad a lo largo de la historia, esta falta de interés fue debido a la gran cantidad de agua a disposición de ser extraído o utilizada. Hasta finales del siglo XIX no se reconoció el agua como origen de numerosas enfermedades infecciosas. Hoy en día, la importancia tanto de la cantidad como de la calidad del agua están fuera de toda duda.

El agua es uno de los recursos de la naturaleza que más abunda en la tierra ocupando tres cuartas partes de la superficie del planeta. Sin embargo, la oportunidad de poder aprovechar tal cantidad de agua es problemática, hay presentes diversos factores que limitan la disponibilidad de la recogida de agua para el uso humano. Prácticamente casi toda el agua del planeta se encuentra en los océanos y otras masas salinas, debido a ello no son aprovechables para casi ningún propósito. Del restante se encuentra en estado sólido, hielo, resultando prácticamente inaccesible, sólo resta un 0,62% aproximadamente del agua total del planeta al que podemos acceder de manera práctica, ya sea en lagos, ríos y aguas subterráneas.

El uso de los recursos naturales provoca un efecto negativo en el medio ambiente sujetas siempre debido a la influencia del hombre, sobre todo en los ecosistemas donde se extrae y se utiliza, en el caso del agua es uno de los ejemplos más claros. Influyendo sobre el ciclo del agua de dos maneras, bien directamente mediante extracción de las mismas y posterior vertido de aguas contaminadas como se ha dicho, o bien indirectamente alterando la vegetación y la calidad de las aguas. La industrialización y el modernismo son algunos factores que ayudan a la contaminación de nuestro ambiente, sin olvidar las concentraciones de habitantes en una superficie ya que a mayor población mayor carga contaminante provocaremos en el entorno.

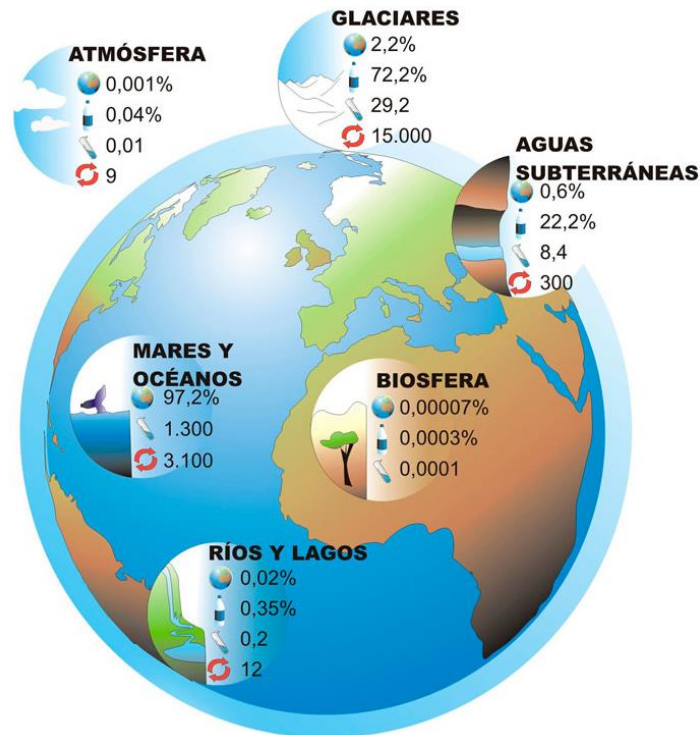


Figura 1. Distribución aproximada del agua en el mundo. Fuente: Aquabook (Imagen Google)

1.1. Situación actual de Moncada III

Las aguas negras del polígono industrial Moncada III son dirigidas a la estación depuradora de aguas residuales (EDAR) de Alboraya, esta EDAR se encarga de recoger todas las aguas fecales de la cuenca de Carraixet, si miramos la ficha informativa de la entidad de saneamiento de las aguas de la comunidad valenciana (EPSAR.GVA) nos revela que se encarga de los municipios de:

- Albalat dels Sorells
- Almàssera
- Godella
- Rocafort
- Vinalesa
- Alboraya
- Bonrepòs i Mirambell
- Tavernes Blanques
- Alfara del Patriarca
- Foios
- Moncada
- Valencia

Una cantidad de municipios extensa en la que la población equivalente de la que se encarga es aproximadamente de 144.861 h.e. este dato corresponde según EPSAR.GVA a los datos en funcionamiento del 2017.

Esta EDAR de Alboraya empieza a encontrarse próxima a la situación de sobrecarga, pues los datos de la EDAR indican que su caudal de proyecto es de 40.000 m³/día y en el año 2017 recibió un caudal de funcionamiento del 35.661 m³/día.

La motivación de este estudio es realizar una posibilidad de suavizar la carga contaminante que recibe la EDAR de Alboraya, para ello se desea descentralizar las aguas negras de Moncada III mediante humedales artificiales.

El presente estudio trata de un estudio comparativo y dimensionamiento básico de diversas tipologías de tratamiento a las aguas residuales provenientes del polígono industrial Moncada III (Moncada, Valencia), se diseñará de forma que sirva de información básica para la implantación de tres diferentes tipos de humedales artificiales de flujo subsuperficial.

Moncada sólo dispone de dos salidas de agua residuales de la ciudad: la de mayor importancia situada en el entorno del camí de Benifaraig, que recoge las aguas fecales y pluviales de toda la ciudad y las conduce a la estación depuradora de Alboraya. Por otro lado, el Polígono industrial Moncada III posee un ramal de aguas negras que se emplaza en el camí del Pou, y discurre hasta Vinalesa para llegar también a la depuradora de Alboraya.

Todo el sistema de recogida de aguas de la ciudad es unitario, aguas negras y pluviales; esta cuestión es importante porque es el punto de partida de problemas que derivan en contaminación de cauces, gracias a la información dada por el ayuntamiento de Moncada, la única red separativa es la del colector de más interés en el estudio que se trata del colector que recoge las aguas negras de Moncada III, las aguas pluviales son recogida y reconducidas hacia el barranco de Museros o pasan a ser gestionadas a Museros por su proximidad.

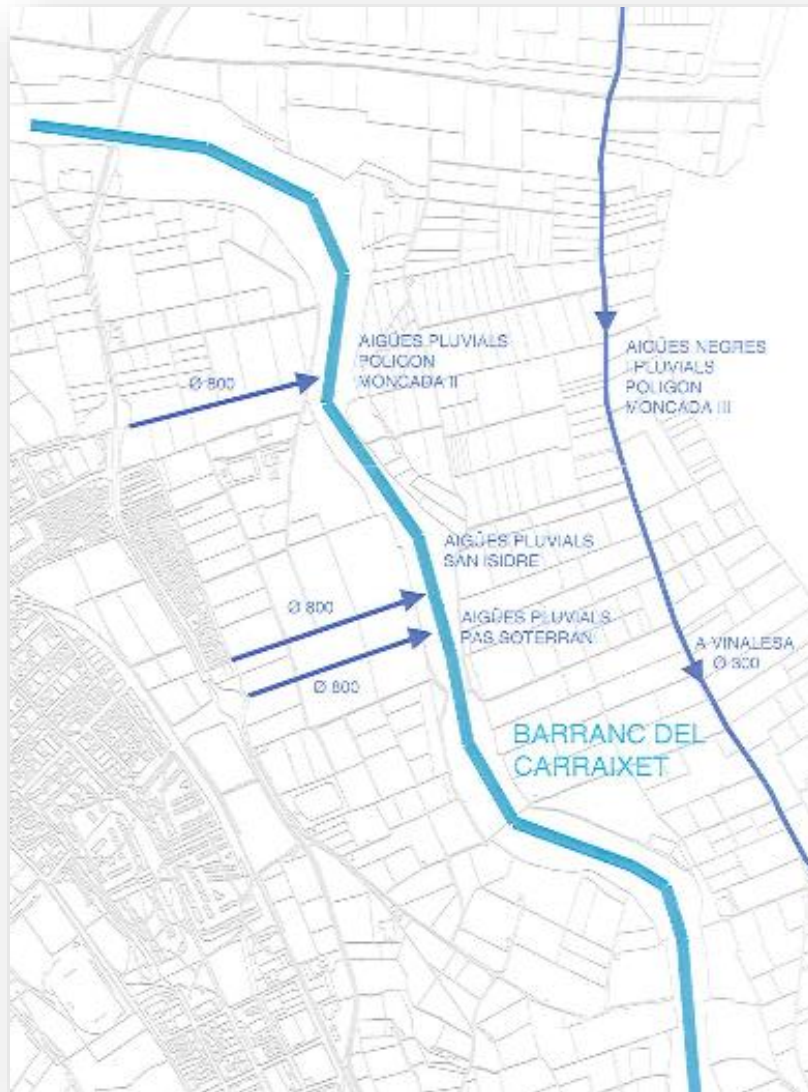


Figura 2. Principales ramales de recepción y transporte de aguas pluviales y residuales de la zona de estudio en Moncada.
Fuente: Ayuntamiento de Moncada

Antes de entrar en mayor detalle sobre como trataremos las aguas residuales de Moncada III, debemos conocer un poco de los tipos de aguas residuales que existen, los tipos de contaminantes, la clasificación de los contaminantes, los contaminantes habituales que residen en las aguas residuales y las consecuencias que acarrear los vertidos.

1.2. Tipos de aguas residuales y contaminantes

La clasificación se hace con respecto a su origen, ya que este origen es el que va a determinar su composición.

Aguas residuales urbanas:

Son los vertidos que se generan en los núcleos de población urbana como consecuencia de las actividades propias de éstos.

Los aportes que generan esta agua son:

- Aguas negras o fecales
- Aguas de lavado doméstico
- Aguas provenientes del sistema de drenaje de calles y avenidas
- Aguas de lluvia y lixiviados

Las aguas residuales urbanas presentan una cierta homogeneidad cuanto a composición y carga contaminante, ya que sus aportes van a ser siempre los mismos. Pero esta homogeneidad tiene unos márgenes muy amplios, ya que las características de cada vertido urbano van a depender del núcleo de población en el que se genere, influyendo parámetros tales como el número de habitantes, la existencia de industrias dentro del núcleo, tipo de industria, etc.

Aguas residuales industriales:

Son aquellas que proceden de cualquier actividad o negocio en cuyo proceso de producción, transformación o manipulación se utilice el agua. Son enormemente variables en cuanto a caudal y composición, difiriendo las características de los vertidos, no sólo de una industria a otro, sino también dentro de un mismo tipo de industria.

A veces, las industrias no emiten vertidos de forma continua, si no únicamente en determinadas horas del día o incluso únicamente en determinadas épocas de año, dependiendo del tipo de producción y del proceso industrial.

También son habituales las variaciones de caudal y carga a lo largo del día.

Estas son más contaminadas que las aguas residuales urbanas, además, con una contaminación mucho más difícil de eliminar.

Su alta carga unida a la enorme variabilidad que presentan, hace que el tratamiento de las aguas residuales industriales sea complicado, siendo preciso un estudio específico para cada caso.

Actualmente, la contaminación de los cauces naturales tiene su origen en tres fuentes:

- Vertidos urbanos
- Vertidos industriales
- Contaminación difusa (lluvias, lixiviados, etc.)

1.3. Clasificación De Los Contaminantes

Las sustancias contaminantes que pueden aparecer en un agua residual son muchas y diversas.

- **Contaminantes orgánicos:**

Son compuestos cuya estructura química está compuesta fundamentalmente por carbono, hidrógeno, oxígeno y nitrógeno. Son los contaminantes mayoritarios en vertidos urbanos y vertidos generados en la industria agroalimentaria.

Los compuestos orgánicos que pueden aparecer en las aguas residuales son:

- **Proteínas:** Proceden fundamentalmente de excretas humanas o de desechos de productos alimentarios. Son biodegradables, bastante inestables y responsables de malos olores.
- **Carbohidratos:** Incluimos en este grupo azúcares, almidones y fibras celulósicas. Proceden, al igual que las proteínas, de excretas y desperdicios.
- **Aceites y grasas:** altamente estables, inmiscibles con el agua, proceden de desperdicios alimentarios en su mayoría, a excepción de los aceites minerales que proceden de otras actividades.
- **Otros:** Incluiremos varios tipos de compuestos, como los tensioactivos, fenoles, organoclorados y organofosforados, etc. Su origen es muy variable y presentan elevada toxicidad.

El otro tipo de sustancia contaminante son los **contaminantes inorgánicos** que son de origen mineral y de naturaleza variada: sales, óxidos, ácidos y bases inorgánicos, metales, etc. Evidentemente la sustancia más peligrosa son los metales pesados.

Aparecen en cualquier tipo de agua residual, aunque son más abundantes en los vertidos generados por la industrial

Los componentes inorgánicos de las aguas residuales estarán en función del material contaminante, así como de la propia naturaleza de la fuente contaminante.

1.4. Contaminantes habituales en las aguas residuales

Arenas:

Entendemos como tales, a una serie de particular de tamaño apreciable y que en su mayoría son de naturaleza mineral, aunque pueden llevar adherida materia orgánica. Las arenas enturbian las masas de agua cuando están en movimiento, o bien forman depósitos de lodos si encuentran condiciones adecuadas para sedimentar.

Grasas y aceites:

Son todas aquellas sustancias de naturaleza lipídica, que, al ser inmiscibles con el agua, van a permanecer en la superficie dando lugar a la aparición de natas y espumas. Estas natas y espumas entorpecen cualquier tipo de tratamiento físico o químico, por lo que deben eliminarse en los primeros pasos del tratamiento de un agua residual.

Residuos con requerimiento de oxígeno:

Son compuestos tanto orgánicos como inorgánicos que sufren fácilmente y de forma natural procesos de oxidación, que se van a llevar a cabo un consumo de oxígenos del medio. Estas oxidaciones van a realizarse bien por vía química o bien por vía biológica.

Nitrógeno y fósforo:

Tienen un papel fundamental en el deterioro de las masas acuáticas. Su presencia en las aguas residuales es debida a los detergentes y fertilizantes, principalmente. El nitrógeno orgánico también es aportado a las aguas residuales a través de las excretas humanas.

Agentes patógenos:

Son organismos que pueden ir en mayor o menor cantidad en las aguas residuales y que son capaces de producir o transmitir enfermedades.

Otros contaminantes específicos:

Incluimos sustancias de naturaleza muy diversa que provienen de aportes muy concretos: metales pesados, fenoles, petróleo, pesticidas, etc.

1.5. Consecuencias que acarrear los vertidos

Aparición de fangos y flotantes:

Existen en las aguas residuales sólidos en suspensión de gran tamaño que cuando llegan a los cauces naturales pueden dar lugar a la aparición de sedimentos de fango en el fondo de dichos cauces, alterando seriamente la vida acuática a este nivel, ya que dificultará la transmisión de gases y nutrientes hacia los organismos que viven en el fondo.

Por otra parte, ciertos sólidos, dadas sus características, pueden acumularse en las orillas formando capas de flotantes que resultan desagradables a la vista y además, pueden acumular otro tipo de contaminantes que pueden llevar a efectos más graves.

Agotamiento del contenido en oxígeno:

Los organismos acuáticos precisan del oxígeno disuelto en el agua para poder vivir. Cuando se vierten en las masas de agua, residuos que se oxidan fácilmente, bien por vía química o por vía biológica, se producirá la oxidación con el consiguiente consumo de oxígeno en el medio.

Si el consumo de oxígeno es excesivo, se alcanzarán niveles por debajo del necesario para que se desarrolle la vida acuática, dándose una muerte masiva de seres vivos.

Además, se desprenden malos olores como consecuencia de la aparición de procesos bioquímicos anaerobios, que dan lugar a la formación de compuestos volátiles y gases.

Daño a la salud pública:

Los vertidos de efluentes residuales a cauces públicos, pueden fomentar la propagación de virus y bacterias patógenos para el hombre.

Eutrofización:

Un aporte elevado de nitrógeno y fósforo en los sistemas acuáticos propicia un desarrollo masivo de los consumidores primarios de estos nutrientes; zoo y fitoplancton y plantas superiores. Estas poblaciones acaban superando la capacidad del ecosistema acuático, pudiendo llegar a desaparecer la masa de agua.

Otros efectos:

Pueden ser muy variados y van a ser consecuencia de contaminantes muy específicos, como valores de PH por encima o por debajo de los límites tolerables, presencia de tóxicos que afecta directamente a los seres vivos, etc.

1.6. Métodos analíticos para el control de la calidad del agua

La forma más razonada de analizar la calidad del agua es el estudio de las características físicas, químicas y biológicas del agua.

Color, olor y sabor:

La coloración de un agua puede clasificarse en verdadera o real cuando se debe sólo a las sustancias que tiene en solución, y aparente cuando su color es debido a las sustancias que tiene en suspensión. Los colores real y aparente son casi idénticos en el agua clara y en aguas de escasa turbidez.

La coloración de un agua se compara con la de soluciones de referencia de platino-cobalto en tubos colorimétricos, o bien con discos de vidrio coloreados calibrados según los patrones mencionados.

El olor puede ser definido como el conjunto de sensaciones percibidas por el olfato al captar ciertas sustancias volátiles. El procedimiento normalmente utilizado es el de ir diluyendo el agua e examinar hasta que o presente ningún olor perceptible. El resultado se da como un número que expresa el límite de percepción del olor, y corresponde a la dilución que da olor perceptible. Debido al carácter subjetivo de la medida, es recomendable que la medida la realicen al menos dos personas distintas, comparando la percepción con la de un agua desodorizado. Debe evitarse, como es lógico, en todo lo posible, la presencia de otros olores en el ambiente.

Por último, la evaluación del sabor, se realiza por degustación del agua a examinar, comenzando por grandes diluciones, que se van disminuyendo hasta la aparición del sabor. Este ensayo no se realiza más que en aguas potables.

Turbidez:

La turbidez de un agua se debe a la presencia de materias en suspensión. Finamente divididas; arcillas, limos, partículas de sílice, materias inorgánicas...

La determinación de la turbidez tiene un gran interés como parámetro de control en aguas contaminadas y residuales. Se puede evaluar en el campo o en el laboratorio.

Materia sólida:

La materia sólida presente en un agua suele agruparse en tres categorías; materias decantables, materias en suspensión y residuos.

La materia decantable se determina dejando en reposo un litro de agua en un cono o probeta graduada. El resultado se expresa como mililitros de materia decantada por litro de agua.

La determinación de las materias en suspensión en el agua puede realizarse por filtración o por centrifugación. La filtración se realiza a vacío sobre un filtro. El filtro con el residuo es nuevamente secado y pesado. La diferencia entre este peso y el que teníamos antes del filtro solo, proporciona el valor de los sólidos.

pH:

Las medidas de pH se realizan con un electrodo de vidrio, el cual genera un potencial que varía linealmente con el pH de la solución en la que está inmerso. El electrodo consiste en una célula con un potencial controlado por la actividad del protón a cada lado de una membrana de vidrio muy fina.

Este método se utiliza si se quiere obtener medidas muy precisas y puede aplicarse a cualquier caso particular.



Dureza:

También llamada grado hidrotimétrico, la dureza corresponde a la suma de las concentraciones de cationes metálicos excepto los metales alcalinos y el ion hidrógeno. En la mayoría de los casos se debe principalmente a la presencia de iones calcio y magnesio, y algunas veces también se unen hierro, aluminio, manganeso y estroncio.

Acidez y alcalinidad:

La acidez de un agua corresponde a la presencia de anhídrido carbónico libre, ácidos minerales y sales de ácidos fuertes y bases débiles.

La alcalinidad de un agua corresponde a la presencia de los bicarbonatos, carbonatos de hidróxidos.

La depuración de las aguas residuales es un proceso que persigue eliminar en la mayor cantidad posible la contaminación que lleva un vertido antes de que éste incida sobre un cauce receptor, de forma que los niveles de contaminación que queden en el efluente ya tratado puedan ser asimilados de forma natural.

1.7. Tecnologías de tratamiento del agua

Una vez visto de manera general la problemática ambiental de las aguas residuales y los efectos negativos que somete sobre el ecosistema acuático, procederemos a describir las tecnologías de tratamiento de aguas que nos podemos encontrar en la actualidad, para después especificar con las tecnologías basadas en humedales artificiales.

Contando con el pretratamiento con sus distintitas etapas (desbaste, desarenado, desengrasado), el tratamiento primario suele recurrir a las fosas sépticas, tanques imhoff o decantación primaria que serán los procesos previos a la trata de agua residual de las tecnologías que vamos a explicar a continuación.

Pretratamiento:

En primer lugar, el agua residual es sometida a un pretratamiento que consiste en eliminar los sólidos de mayor tamaño mediante rejillas o filtros que retiran los elementos de gran tamaño. En este proceso, además de comenzar la limpieza del agua, se evita la obstrucción de las bombas y maquinarias presentes en la estación.

En este paso el agua se somete a varios procesos como son:

- **Desbaste:** se trata de la presencia de pozos de gruesos donde se eliminan los sólidos de mayor tamaño. También se usan rejillas y tamicos para separar estos sólidos de gran tamaño.
- **Desarenado:** se eliminan los restos de arenas, ya sea por decantación natural o por separación por inyección de aire o centrifugado.
- **Desengrasado:** eliminación de aceites y grasas en forma de espumas flotantes.

Seguidamente el agua se somete a un tratamiento primario. Se entiende por tratamiento primario a aquel proceso o conjunto de procesos que tienen como misión la separación por medios físicos de las partículas en suspensión que no fueron eliminadas en el pretratamiento. En este paso se reducen en un 50-85% los sólidos en suspensión y en un 20% la DBO.

Tratamiento primario y secundario:

En plantas convencionales el tratamiento primario se realiza por decantación, es decir, los sólidos precipitan al fondo de la cuba similar a la de la figura 1 y un puente móvil con unas rasquetas en el fondo barre la cuba eliminando los sólidos decantados y los dirige a línea de fangos mediante purgas. También es posible eliminar sólidos mediante flotación, en este caso se eliminan sólidos con densidad parecida a la del agua mediante inyección de burbujas muy finas que hacen que estos sólidos floten en superficie.

El agua obtenida en este paso es conducida al tratamiento secundario o tratamiento biológico en el que nos vamos a centrar, ya que es aquí donde se reduce un 90% los sólidos en suspensión y en un 70-90% la DBO, obteniendo un agua de bastante calidad.

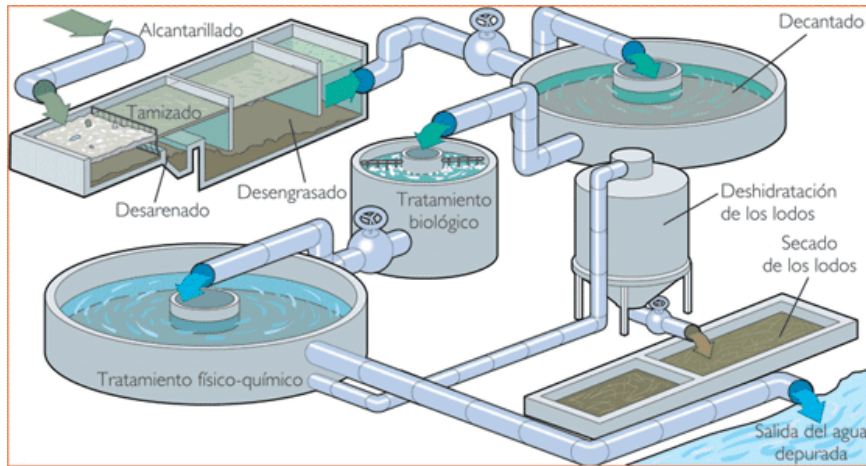


Figura 3. Pasos del agua residual en una planta depuradora estándar.
Fuente: Depuradora Palamós (Imagen Google)

El efluente obtenido en el tratamiento primario se dirige al tratamiento secundario. Existen muchos tipos de tratamiento secundarios (fangos activos, aireación prolongada, lechos bacterianos, biodiscos...) pero el principio de funcionamiento es común. No obstante, éstos se pueden agrupar en tratamientos de biomasa suspendida y tratamientos de biomasa fija. En los primeros, la biomasa está suspendida en el medio acuático en contacto con la contaminación orgánica mediante agitación (fangos activos, aireación prolongada), mientras que en los segundos la biomasa se fija sobre un material. Este soporte se pone en contacto con el agua y la contaminación orgánica (lechos bacterianos, biodiscos).

Uno de los sistemas más extendidos y eficaces de los anteriormente mencionados son los fangos activos. Estos consisten en desarrollar un cultivo de microorganismos que junto con la materia orgánica forman la unidad básica de estos sistemas: el flóculo (Figura 4). La depuración en este paso se basa en la oxidación de la materia orgánica por parte de los microorganismos presentes en las cubas, esta oxidación se ve incrementada por el aporte de oxígeno mediante turbinas o difusores presentes en el interior de las balsas. La agitación evita sedimentos y homogeniza la mezcla de los flóculos y el agua residual y después de un tiempo de contacto suficiente, 5-10 horas, el licor de mezcla se envía a un clarificador o decantador secundario, destinado a separar el agua depurada de los fangos.

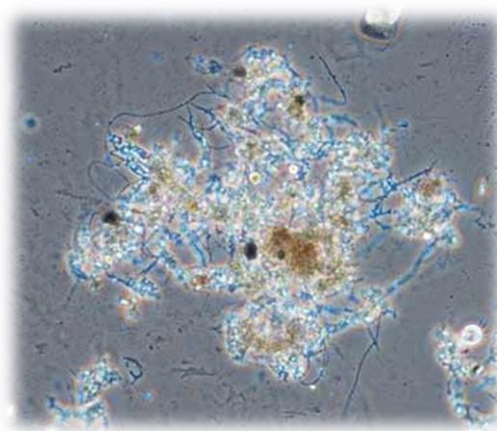


Figura 4. Aspecto de la unidad básica de depuración, el flóculo. Muestra In vivo. 200x. Contraste de fases.
(Imagen de Google)

Un porcentaje de estos últimos se recirculan al depósito de aireación para mantener en el mismo una concentración suficiente de biomasa activa.

El estudio en profundidad del flóculo y de los microorganismos presentes en el sistema nos ayuda a conocer el estado de funcionamiento de la planta. Por un lado, la estructura y compactación de los flóculos condicionará la sedimentación en el decantador, y por tanto la calidad del efluente. Un flóculo compacto sedimentará mejor, obteniendo un agua libre de fangos y por tanto de mejor calidad.

Por otro lado, los microorganismos presentes, bacterias, protistas y pequeños metazoos, además de colaborar en la formación del flóculo y en el proceso de descontaminación, nos ayudan a conocer el nivel de depuración, ya que a través del estudio microscópico de las comunidades presentes en los fangos podemos obtener datos que nos indican la posible evolución del sistema. Estos organismos se denominan bioindicadores ya que suelen aparecer bajo unas condiciones concretas como puede ser deficiencia de oxígeno, de nutrientes, exceso de cargas, etc., por lo que nos alertan de posibles problemas, pudiendo así subsanar los errores operacionales en la planta y evitando deterioros en el caudal vertido.

Siguiendo el recorrido del agua, tras obtener el efluente de esta etapa, éste se somete a un tratamiento terciario, que puede consistir en un proceso biológico, físico-químico que utiliza la precipitación, filtración y/o la cloración para reducir drásticamente los niveles de nutrientes inorgánicos, especialmente los fosfatos y nitratos del efluente final.

Finalmente, el agua de salida puede tener diversos usos, a esta agua se le llama agua regenerada y es uno de los grandes beneficios de la depuración ya que reincorpora importantes volúmenes de agua al ciclo hidrológico.

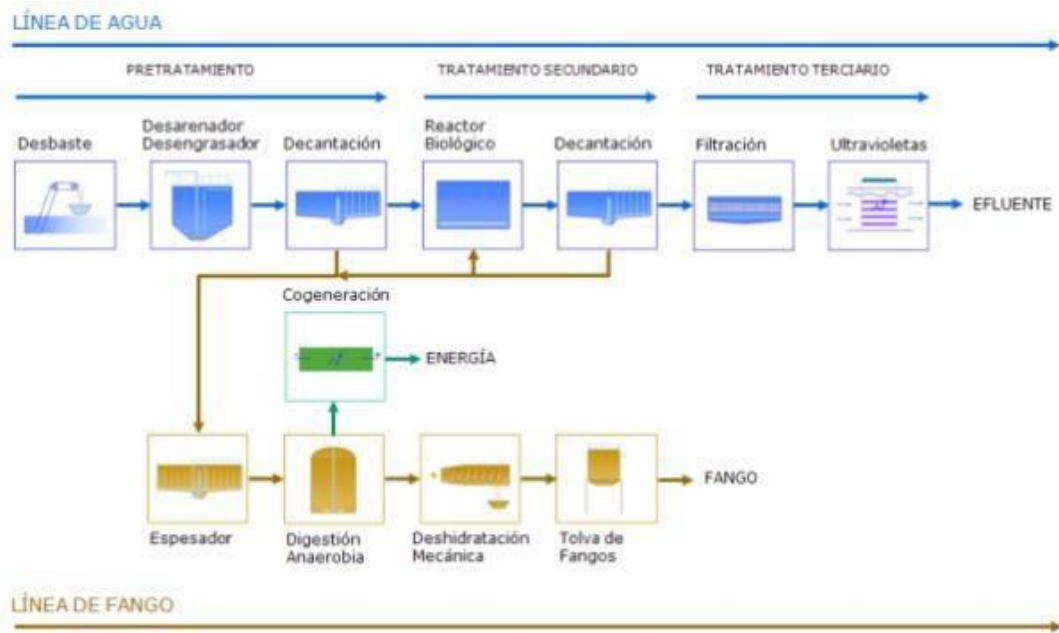


Figura 5. Línea de tratamiento de la depuradora de Moncada (Cuenca de Carraixet).
Fuente: EPSAR

1.8. Tecnologías aplicables al tratamiento de aguas generadas en núcleos pequeños de población

Las tecnologías de depuración pueden ser clasificadas en dos grandes bloques: tecnologías intensivas y extensivas. La diferencia entre ambos tipos de sistemas radica en dos aspectos fundamentales: el empleo de equipos electromecánicos, con la consecuente necesidad de aportar energía al sistema, y la superficie requerida para su implantación. A continuación, se enumeran las distintas tecnologías que actualmente se aplican para depurar las aguas residuales de pequeñas aglomeraciones urbanas:

- **Tratamientos primarios:** Fosas Sépticas, Tanques Imhoff y Decantadores Primarios
- **Tratamientos secundarios extensivos:** basadas en la imitación de los procesos de depuración que ocurren naturalmente en los suelos y en los cuerpos de agua. Requieren una gran superficie de implantación, pero, generalmente, no requieren aporte externo de energía.

Las que recurren al empleo del suelo como elemento depurador:

Sistemas de aplicación subsuperficial: *Zanjas Filtrantes, Lechos Filtrantes, Pozos Filtrantes*

Sistemas de aplicación superficial: *Filtros Verdes*

Las que simulan las condiciones propias de los humedales naturales:

Humedales Artificiales, en sus distintas modalidades: Flujo Libre y Flujo Subsuperficial (Vertical y Horizontal)

Las que imitan los procesos naturales de depuración que se dan en ríos y lagos:

Lagunajes

Las que se basan en la filtración de las aguas a tratar a través de filtro de arena o carbón natural:

Filtros de Turba

Filtros de Arena

Tecnologías extensivas:

- Aplicación al terreno (Filtros Verdes):

Los grandes requisitos de superficie necesarios para su aplicación, la dificultad del control de las aguas percoladas y la publicación del Real Decreto 1620/2007, de Reutilización de aguas depuradas, conllevan a que, hoy en día, esta tecnología no sea de aplicación para el tratamiento directo de las aguas residuales generadas en las pequeñas aglomeraciones urbanas, si bien, sí puede contemplarse su empleo a modo de tratamiento regenerador de aguas ya tratadas.

- Lagunajes:

Si bien se trata de una tecnología en franca recesión en lo referente a su implantación a nivel nacional, como consecuencia de sus requisitos de superficie y de la variabilidad de la calidad de sus efluentes, se acordó incluirla como tecnología a desarrollar, dado que algunos de sus elementos integrantes (Lagunas Anaerobias y de Maduración), sí que se emplean actualmente en combinación con otras tecnologías de tratamiento.

- Filtros Intermitentes de Arena:

Esta tecnología cuenta con muy escasa implantación a nivel nacional, no obstante, en otros países (Estados Unidos principalmente), constituye una opción ampliamente aplicada al tratamiento de los vertidos de las pequeñas aglomeraciones urbanas.

- Filtros de Turba:

Con los parámetros de diseño que actualmente se aplican no llegan a alcanzar los rendimientos exigidos por la normativa, lo que ha provocado que la aplicación de esta tecnología se encuentre en regresión. No obstante, si se dimensionan los filtros con valores de carga en consonancia con los que se emplean en tecnologías similares (Filtros Intermitentes de Arena y Humedales Artificiales de Flujo Vertical), sí pueden constituir una opción válida para el tratamiento de las aguas residuales de pequeñas aglomeraciones. En las regiones con un gran número de Filtros de Turba implantados (caso de Andalucía con más de un centenar de instalaciones), se plantea la posibilidad de combinar los filtros con otra tecnología de tratamiento.

- Humedales Artificiales:

Constituyen una de las tecnologías de tratamiento con mayor desarrollo en los últimos años, contándose por miles las instalaciones repartidas por todo el mundo. Si bien, en la actualidad a nivel nacional tan sólo se cuenta con medio centenar de instalaciones, principalmente construidos a partir del año 2001, (artículo de Puigagut , 2007), se prevé un fuerte incremento en los próximos años.

- **Tratamientos secundarios intensivos:** mediante el suministro externo de energía se aceleran los procesos de depuración. Requieren menor superficie que las tecnologías extensivas.

Sistemas de cultivo en suspensión:

Aireación Prolongada

*Reactores secuenciales**

Sistemas de biopelícula:

Lechos bacterianos

Contactores biológicos rotativos (CBR)

*Sistemas de biopelícula sobre lecho móvil (MBBR)**

Tecnologías intensivas:

- Aireaciones Prolongadas:

Constituye la tecnología de tratamiento con mayor implantación en muchas de las Comunidades Autónomas para el tratamiento de los vertidos generados en las pequeñas aglomeraciones. Presenta la ventaja de permitir, de forma simple, la eliminación de materia carbonada y nitrogenada en el mismo reactor, mediante la creación de zonas óxicas y anóxicas.

- Lechos Bacterianos:

Tecnología sencilla de larga trayectoria en el campo de la depuración de las aguas residuales, que, con la aplicación de rellenos de materiales plásticos, ha solventado antiguos problemas de colmatación del sustrato filtrante.



- Contactores Biológicos Rotativos (CBR):

El empleo de materiales adecuados ha permitido solventar los problemas operacionales de antaño, principalmente de aspecto mecánico. Además, en la actualidad se plantean nuevos modelos que permiten la reducción conjunta de materia carbonada y nitrogenada, en cuyo conocimiento es preciso profundizar.

- Reactores Secuenciales (SBR) y Reactores de Biopelícula sobre Lecho Móvil (MBBR):

Tecnologías de desarrollo más reciente y que en la actualidad comienzan a aplicarse al tratamiento de los vertidos de las pequeñas poblaciones, con resultados prometedores. Dado que en la actualidad estas tecnologías se encuentran aún en grado de desarrollo, y no se cuenta con suficiente información sobre su comportamiento, se les ha dado un tratamiento menos exhaustivo.

*Estas dos tecnologías aún no están muy implantadas en España para pequeñas poblaciones.

1.9. Tecnologías y métodos de humedales artificiales

Los humedales artificiales son sistemas de depuración constituidos por lagunas o canales poco profundos (de menos de 1 m) plantados con vegetales propios de las zonas húmedas y en los que los procesos de descontaminación tienen lugar mediante las interacciones entre el agua, el sustrato sólido, los microorganismos, la vegetación e incluso la fauna.

Atendiendo al tipo de circulación del agua, los humedales construidos se clasifican en flujo superficial o en flujo subsuperficial (Figura 6).

En los sistemas de flujo superficial el agua está expuesta directamente a la atmósfera y circula preferentemente a través de los tallos y hojas de las plantas. Estos tipos de humedales se pueden entender como una modificación del lagunaje natural con una profundidad de la lámina de agua entre 0,3 y 0,4 m, y con plantas. Se suelen aplicar para mejorar la calidad de efluentes que ya han sido previamente tratados en una depuradora.

En los humedales de flujo subsuperficial la circulación del agua es de tipo subterráneo a través de un medio granular y en contacto con las raíces y rizomas de las plantas. La profundidad de la lámina de agua suele ser de entre 0,3 y 0,9 m. La biopelícula que crece adherida al medio granular y a las raíces y rizomas de las plantas tiene un papel fundamental en los procesos de descontaminación del agua.

La terminología utilizada para designar a los sistemas de flujo subsuperficial es particularmente confusa. Frecuentemente se utilizan indistintamente términos como filtros de plantas, filtros verdes, biofiltros, lechos de plantas y lechos de juncos, entre otros. Puesto que estos términos también se utilizan para otros tipos de tratamientos, se recomienda al lector reconocer a estos sistemas como humedales construidos de flujo subsuperficial.

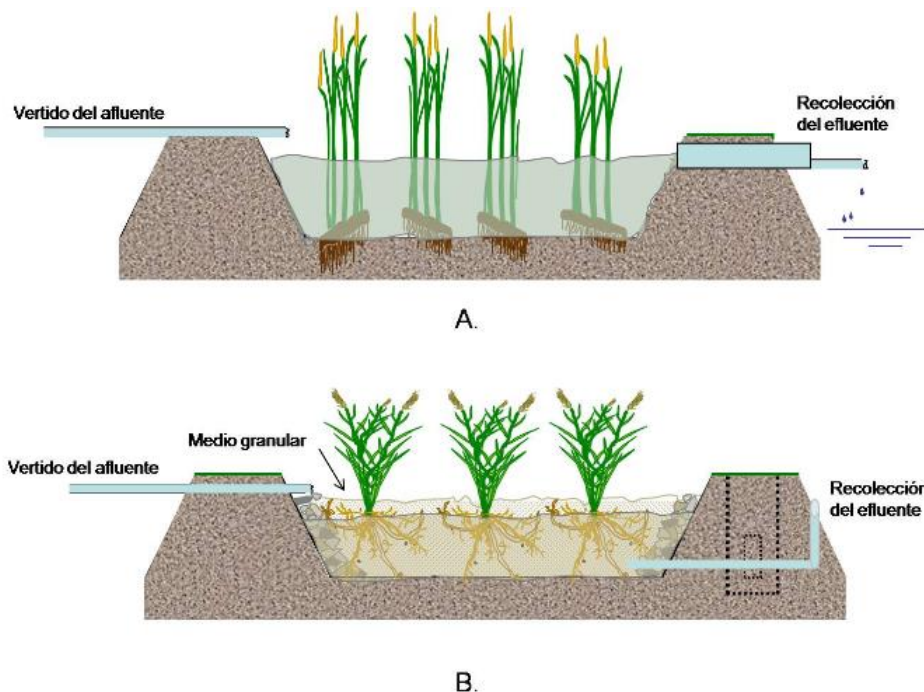


Figura 6. Tipos de humedales artificiales; A, con flujo superficial, y B, con flujo subsuperficial horizontal.

Las principales diferencias de los sistemas de flujo subsuperficial respecto a los superficiales son: mayor capacidad de tratamiento (admiten mayor carga orgánica), bajo riesgo de contacto del agua con las personas y de aparición de insectos, y menor utilidad para proyectos de restauración ambiental debido a la falta de lámina de agua accesible.

Según la dirección en la que circulan las aguas a través del sustrato, los humedales de flujo subsuperficial se clasifican en Horizontales y Verticales (Figura 7).

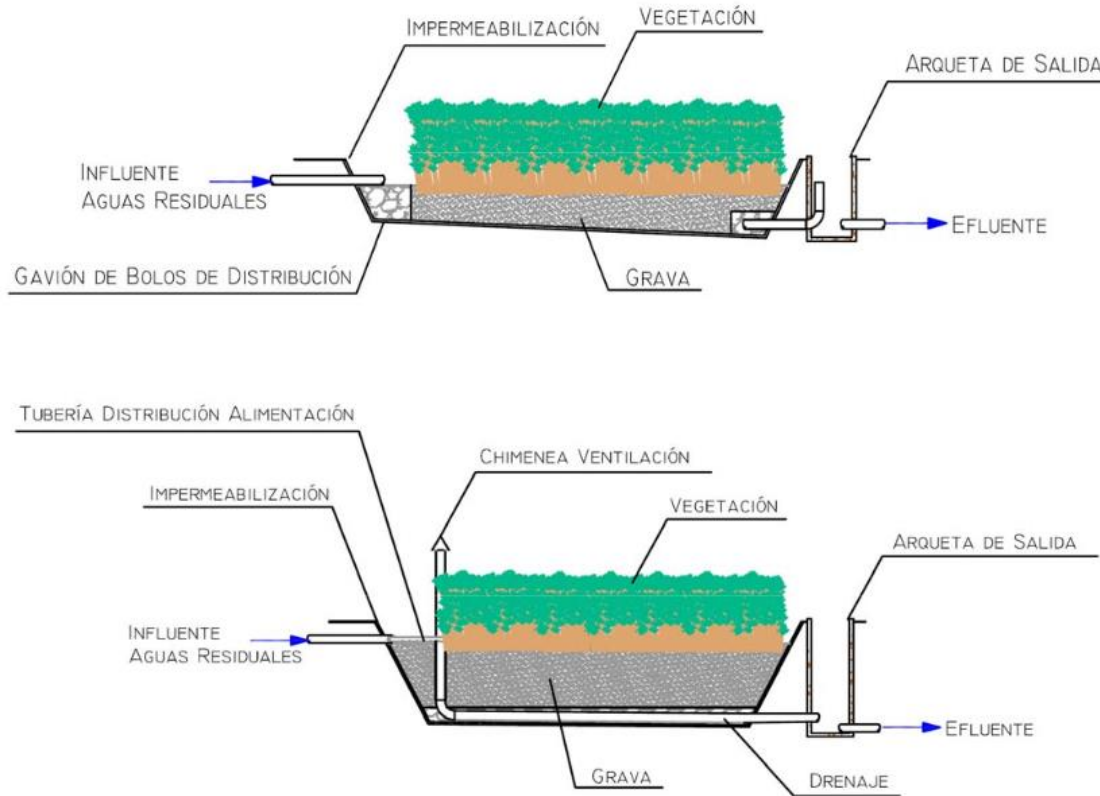


Figura 7. Cortes longitudinales de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal y Vertical.

En los Humedales Horizontales la alimentación se efectúa de forma continua, aunque también pueden funcionar de forma intermitente. En este tipo de humedales las aguas circulan horizontalmente, atravesando un sustrato filtrante de gravilla-grava de unos 0,4-0,6 m de espesor, en el que se fija la vegetación. A la salida de los humedales, una tubería flexible permite controlar el nivel de encharcamiento, que suele mantenerse unos 5 cm por debajo del nivel de los áridos, lo que impide que las aguas sean visibles.

En los Humedales Artificiales de Flujo Vertical la alimentación se efectúa de forma intermitente, para lo que se recurre generalmente al empleo de bombes (comandados por temporizadores o boyas de nivel), o, cuando la topografía lo permite, de sifones de descarga controlada. En la mayoría de los casos se dispone un sistema superficial de distribución de las aguas residuales, que abarca toda la superficie del lecho. Las aguas circulan verticalmente a través de un sustrato filtrante de arena-gravilla-grava, de 0,5-0,8m de espesor, en el que se fija la vegetación. En el fondo de los humedales una red de drenaje permite la recogida de los efluentes depurados. A esta red de drenaje se conectan un conjunto de conductos, que sobresalen de la capa de áridos, al objeto de incrementar la oxigenación del sustrato filtrante por ventilación natural (efecto chimenea).

La aportación de oxígeno por las raíces de las plantas es, en esta modalidad de humedales, prácticamente despreciable en comparación con los aportes a través de la alternancia de los periodos de inundación y secado y del sistema de ventilación. Como puede observarse, esta modalidad de humedales guarda gran similitud con los Filtros Intermitentes de Arena.

El grado de inundación, temporal o permanente, confiere propiedades muy diferentes a los Humedales de Flujo Vertical y Horizontal, afectando, principalmente, a la transferencia de oxígeno y, por ende, al estado de óxido-reducción del humedal.

Los Humedales de Flujo Horizontal operan fundamentalmente en condiciones anaerobias, produciendo efluentes con ausencia de oxígeno disuelto y, por tanto, con un potencial redox negativo, mientras que en los de Flujo Vertical, pese a operar con cargas superiores, imperan condiciones aerobias, dando lugar a efluentes oxigenados y libres de olores. Por otro lado, mientras que los Humedales de Flujo Horizontal operan con tiempos de retención hidráulica de varios días, en los de Flujo Vertical estos tiempos son de tan sólo de unas horas.

Las principales ventajas del empleo de los Humedales Artificiales para el tratamiento de las aguas residuales urbanas son:

- Sencillez operativa.
- Inexistencia de averías al carecer normalmente de equipos electromecánicos.
- Consumo energético nulo o casi nulo. Si las aguas residuales a tratar no pueden circular por gravedad hasta los humedales y entre sus distintos elementos, se requerirá un sistema de bombeo. Además, también existe la opción de emplear un sistema de desbaste automático.
- Bajo coste de explotación y mantenimiento.
- Posible aprovechamiento de la biomasa vegetal generada (ornamentación, alimentación animal).
- Los Humedales de Flujo Superficial, principalmente, permiten la creación y restauración de zonas húmedas, aptas para potenciar la vida salvaje, la educación ambiental y las zonas de recreo.
- Mínima producción de olores, al no estar expuestas al aire las aguas a tratar en los Humedales de Flujo Subsuperficial, y por alimentarse normalmente con efluentes ya depurados los Humedales de Flujo Superficial.
- Perfecta integración en el medio ambiente natural, especialmente los Humedales de Flujo Superficial.

Los principales riesgos de los Humedales Artificiales pueden enumerarse en:

- Al igual que el resto de tecnologías extensivas, los Humedales Artificiales requieren una mayor superficie de terreno para su implantación en comparación con el resto de humedales, lo que reduce la aplicabilidad de estos sistemas a los vertidos de pequeñas aglomeraciones urbanas. Esta circunstancia repercute notablemente en los costes de construcción, cuando se hace necesaria la adquisición de los terrenos.
- Los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial presentan riesgos de colmatación del sustrato si éste no se elige convenientemente, no funcionan correctamente las etapas de pretratamiento y tratamiento primario, o si la instalación recibe vertidos anómalos con elevadas concentraciones de sólidos en suspensión o grasas, y éstos no quedan retenidos en las etapas previas a los humedales.
- Pocos factores de control regulables durante la operación, por lo que es muy importante que los Humedales Artificiales estén bien concebidos, dimensionados y construidos.
- Pérdidas de agua por evapotranspiración, que incrementan la salinidad de los efluentes depurados.
- Posible aparición de mosquitos en los Humedales de Flujo Superficial y de plagas que pueden atacar a la vegetación.

1.10. Usos del agua

En el RD 1620/2007, por el que se establece el régimen jurídico de la reutilización de las aguas depuradas, se define claramente la definición y diferencia de estos conceptos.

Se define como aguas depuradas aquellas aguas residuales que han sido sometidas a un proceso de tratamiento que permite adecuar su calidad a la normativa de vertidos aplicable, (RD 509/1996 por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas). No siempre opta a ser reutilizada, sino que su destino es el de ser vertida al dominio público hidráulico o al marítimo terrestre, según convenga.

Se entiende como aguas regeneradas aquellas aguas residuales depuradas que han sido sometidas a un proceso de tratamiento adicional o complementario que permite adecuar su calidad al uso al que se destinan. El objetivo de este tratamiento es obtener un agua que va a ser utilizada nuevamente.

Los posibles usos para esa agua regenerada serían aquellos en los que la calidad y las propiedades del agua no requieren un control tan estricto como por ejemplo el agua para consumo. En concreto, el Real Decreto 1620/2007 sobre reutilización de agua cita en el anexo I.A cinco grandes bloques de consumos posibles (Tabla 1.). Obviamente, cada uno de los usos previstos lleva implícita unas exigencias de calidad, y también existen usos prohibidos para el agua reutilizada.

Uso urbano	Residencial: riego jardines privados, descarga de aparatos sanitarios
	Servicios: riego zonas verdes, limpieza de calles, incendios, lavado industrial de vehículos
Uso agrícola	Riego de cultivos de productos comestibles en fresco para alimentación humana
	Productos de consumo humano no fresco, pastos para consumo de animales, acuicultura
Uso industrial	Cultivos leñosos, flores ornamentales, viveros, cultivos industriales no alimentarios
	Aguas de proceso y limpieza, otros usos industriales
Uso recreativo	Torres de refrigeración y condensadores evaporativos
	Riego campos de golf
Uso ambiental	Estanques, caudales circulantes con acceso al público prohibido
	Recarga de acuíferos por precolación
	Recarga de acuíferos por inyección directa
	Riego de bosques, zonas verdes no accesibles al público, silvicultura
	Otros usos: mantenimiento de humedales, caudales mínimos

Tabla 1. Usos previstos para la reutilización del agua residual depurada

Prohibiciones para el uso de agua reutilizada:

- Para el consumo humano, salvo situaciones de declaración de catástrofe en las que la autoridad sanitaria especificará los niveles de calidad exigidos a dichas aguas y los usos.
- Para los usos propios de la industria alimentaria, salvo lo dispuesto para el uso de aguas de proceso y limpieza.
- Para uso en instalaciones hospitalarias y otros usos similares.
- Para el cultivo de moluscos filtradores en acuicultura.
- Para el uso recreativo como agua de baño.

- Para el uso en torres de refrigeración y condensadores evaporativos, excepto lo previsto para uso industrial
- Para el uso en fuentes y láminas ornamentales en espacios públicos o interiores de edificios públicos.
- Para cualquier otro uso que la autoridad sanitaria considere un riesgo para la salud de las personas o un perjuicio para el medio ambiente.

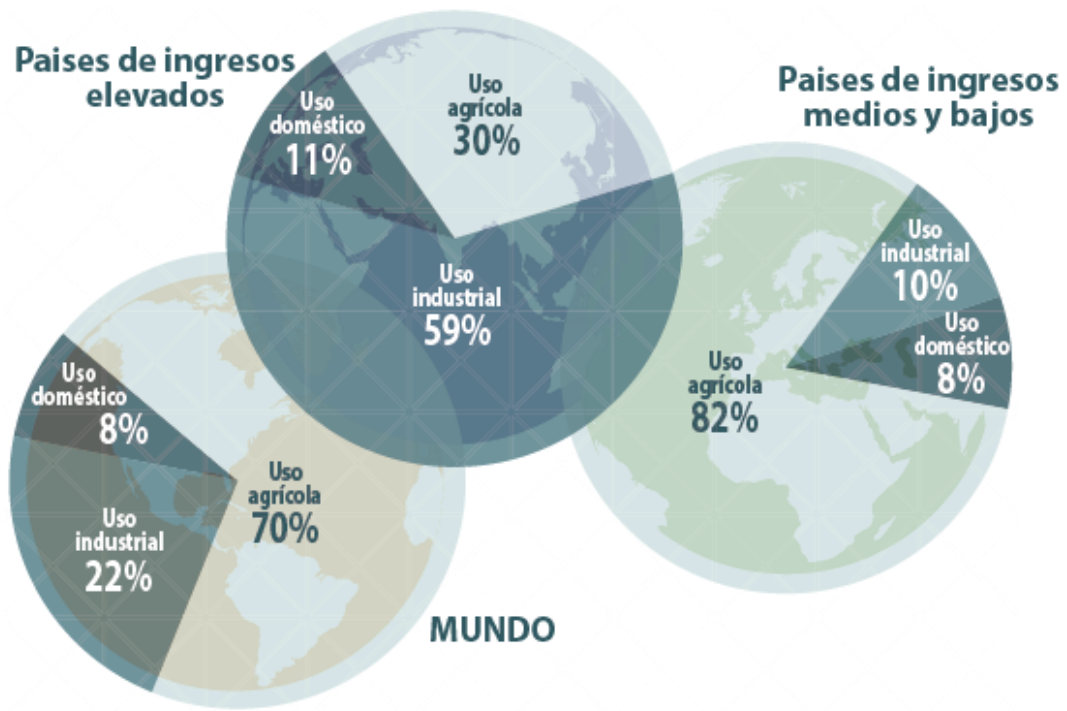


Figura 9. Usos alternativos del agua según el nivel de ingreso de los países. (Imagen Google)

2. Objetivos y alcance

El objetivo principal que persigue el sistema de tratamiento de aguas objeto de este estudio, es desconectar las aguas fecales provenientes de Moncada III de la actual red de colectores, para de esta forma reducir la carga de aguas fecales que llega a la EDAR del Carraixet depuradora de Alboraiia y tener prevista una futura solución para la ampliación del polígono que generará más caudal sin afectar a la EDAR del Carraixet.

Por tanto, logramos:

- Aliviar la carga contaminante actual y futura de aguas residuales que llega a la EDAR de Alboraiia.
- Facilitar la reutilización de las aguas residuales tratadas más cerca de su origen.
- Mejorar la calidad del efluente de la depuradora aprovechando el recurso hídrico de manera sostenible.

Se estudiarán tres tipologías de humedales, todos ellos de tipo subsuperficial: subsuperficial de flujo horizontal, de flujo vertical y de flujo vertical "sistema francés". Dentro de estas tres tipologías a implantar se dimensionarán, diseñarán y compararán en base al caudal y la calidad del agua residual procedentes de Moncada III teniendo en cuenta el caudal actual y el previsible, debido a la ampliación de polígono para que los responsables de alguna actuación, tengan un documento orientativo para la toma de decisiones en el futuro.

El pretratamiento y el tratamiento primario quedan en un aspecto secundario dejando un diseño y descripción más sencilla

Alcance:

- Diseño y dimensionamiento e implantación de los diferentes humedales artificiales de flujo subsuperficial: horizontal, vertical y sistema francés.



Figura 10. Fotografía del humedal artificial de Carrícola. Fuente propia.

3. Estudio del municipio de Moncada

3.1. Introducción

El territorio del término municipal de Moncada fue objeto de una intensa ocupación humana a partir de los primeros tiempos de la romanización. Son pocos los datos que se poseen de épocas anteriores. En la zona conocida como el Xop y en unos campos de extracción de arcillas para alfares, aparecieron unos pocos fragmentos de cerámica pertenecientes a vasos hechos a mano y dos puntas de flecha. También de tiempos anteriores a la romanización es el poblado ibérico de Tos Pelat, del que quedaban partes de su recinto amurallado y se veían tramos de las paredes de las habitaciones, y donde desde hace muchísimo tiempo se vienen recogiendo fragmentos de vasijas ibéricas con decoración geométrica pintada y hasta piezas completas. Se conoce la existencia de dos grandes villas rústicas de época romana, una en la partida del Pou o del Pousaig y la otra en la partida del Bordellet. Por las características de los materiales recogidos, ambas villas debieron florecer durante el siglo II y comienzos del siglo III de nuestra era.

El origen de la población es atribuido al período ibérico o romano, dados los materiales arqueológicos encontrados en su término. El rey Jaime I en el año 1239 hizo concesión a los repobladores catalanes de las tierras de Valencia conquistadas, de todas las aguas y acequias mayores, medianas y menores, pero literal y expresamente se reservó la acequia que se denominaba Real, aquella que iba hasta Puzol, más conocida como Acequia Real de Moncada que riega la mayor parte de la orilla izquierda del río Turia, desde Paterna hasta Puzol. Se extendieron los límites del riego a los veintiún pueblos y trece pedanías que conforman la superficie regable de la Acequia Real de Moncada, concretamente las poblaciones de Quart de Poblet, Paterna, Burjasot, Godella, Rocafort, Moncada, Alfara del Patriarca, Vinalesa, Bonrepós y Mirambell, Almacera, Foyos, Meliana, Albalat dels Sorells, Museros, Albuixech, Masalfasar, Masamagrell, Puebla de Farnals, Rafelbuñol, El Puig y Puzol, y las pedanías de Benimámet, Beniferri, Masarrochos, Benifaraig, Carpesa, Borbotó, Casas de Bárcena, Mahuella, Tauladella, Rafalell y Vistabella.



Figura 12. Escudo del municipio de Moncada. (Imágenes Google)

En 1996 al realizar las excavaciones para la cimentación de una vivienda en la calle Barreres se observaron siete enterramientos humanos que apuntaban un origen islámico; fueron datados entre los siglos XI y XIII. Ubicada arqueológicamente la localización de la necrópolis islámica, el hallazgo posterior en el año 2006 de unos silos y los restos de dos viviendas en El Ravalet, datados en la época almohade (Siglo XII), permitió la constatación arqueológica del origen islámico o anterior de la ciudad.



Figura 11. Ermita de Santa Bárbara, construcción de importancia histórica en Moncada. (Imagen Google)

La primera documentación escrita procede, no obstante, de la época de la conquista. Algunos años después, Moncada retornó a la corona y fue cambiada a la Orden del Temple por la alquería de Ruzafa en (1246) (al poseer mayor valor estratégico por guardar el flanco meridional de la capital del Reino). En 1248 el comendador de los templarios le otorgó Carta de Población y casi al mismo tiempo se creó el bailío de Moncada, uno de los más ricos de la Orden del Temple, como después de la Orden de Montesa, a la que pasó tras ser suprimida a comienzos del siglo XIV.

Durante la guerra de Sucesión, en 1706, Moncada, partidaria del Archiduque Carlos, fue ocupada por el ejército borbónico. Tal ocupación duró corto tiempo pues Basset, general austracista, obligó a levantar sus reales al ejército borbónico.

Al término de la Guerra Civil, la ciudad sufrió una gran destrucción durante el conflicto y Salvador Rodrigo Rosalén quedó al frente de la alcaldía.

Moncada (en valenciano Montcada) es un municipio de la Comunidad Valenciana, España. Perteneciente a la provincia de Valencia, en la comarca de la Huerta Norte (Horta Nord), la superficie del municipio es de 15,6 km².



Figura 13. Localización del municipio de Moncada en la Comunidad Valenciana. Fuente: Wikipedia

El relieve del término municipal está formado por una llanura cuaternaria sobre la que se elevan suavemente en las partes norte y oeste del término algunas lomas terciarias, prolongación de la Sierra Calderona, y que alcanzan su máxima altura en el Tos Pelat (92 m s. n. m.), cerro situado en el límite entre los términos de Bétera, Valencia y Moncada. Las lomas se prolongan hasta el mismo casco urbano que ya ha empezado a ocupar la loma de Santa Bárbara.

El barranco de Carraixet penetra por su parte noroeste y atraviesa transversalmente el término para salir por su parte sureste, junto a Alfara del Patriarca.



Figura 14. Imagen de un tramo del barranco de Carraixet, ruta paretetes de Moros. (Imágenes Google)

La economía de Moncada, al igual que el resto de localidades de la comarca valenciana de la Huerta de Valencia, es mayoritariamente agrícola, debido a la situación geográfica que dota a toda la zona de la comarca de una fértil huerta que ha sido, desde hace siglos, la principal fuente de recursos económicos de Moncada. A pesar del predominio del sector primario en el área agrícola, Moncada ha destacado en los últimos 10 años por un importante auge en el sector terciario, producido, principalmente por la gran demanda del sector hostelero derivado de la presencia cercana de la Universidad CEU Cardenal Herrera, cuya afluencia de estudiantes ha servido como estímulo para el modesto sector hostelero de la localidad.

Durante los últimos 100 años se ha producido un incremento de la población en el municipio de Moncada, siendo el crecimiento más severo entre los años 1960 y 1990. Durante esta época la población pasó de 8.667 habitantes a 18.073. Este aumento de 10.000 habitantes en tan solo 30 años supone el mayor crecimiento en la historia del municipio.

Tras consultar en el portal de información de la Comunidad Valenciana en el banco de datos municipal (ARGOS), en la década de los 90 no se produce prácticamente ninguna variación en la demografía del municipio, sin embargo, sí que es notable el aumento entre los años 2000 y 2010 donde se da un incremento de 3000 habitantes.

Por último, los datos registrados de los últimos años se intuye una estabilización en los años venideros. Pues tal como se muestra en la siguiente tabla que especifica la población de Moncada en un intervalo de 21 años, se observa que a partir del año 2009 se estanca la población rondando la misma cantidad de habitantes o incluso bajando esta población en los años sucesivos.

Año	Población
1.996	18.420
1.998	18.404
1.999	18.479
2.000	18.602
2.001	18.837
2.002	19.181
2.003	19.661
2.004	20.146
2.005	20.581
2.006	20.815
2.007	21.109
2.008	21.651
2.009	21.900
2.010	21.847
2.011	21.860
2.012	21.953
2.013	21.930
2.014	21.906
2.015	21.842
2.016	21.700
2.017	21.623

Tabla 2. Evolución de la población de Moncada entre los años 1996 y 2017. Fuente: ARGOS

Gracias al visualizador de imágenes del Sistema de Información de Ocupación de Suelos en España (SIOSE) se tiene imágenes para ubicar las zonas de interés.

El término municipal de Moncada limita con las siguientes localidades: Albalat dels Sorells, Alfara del Patriarca, Bétera, Foios, Museros, Nàquera y Valencia, todas ellas de la provincia de Valencia.

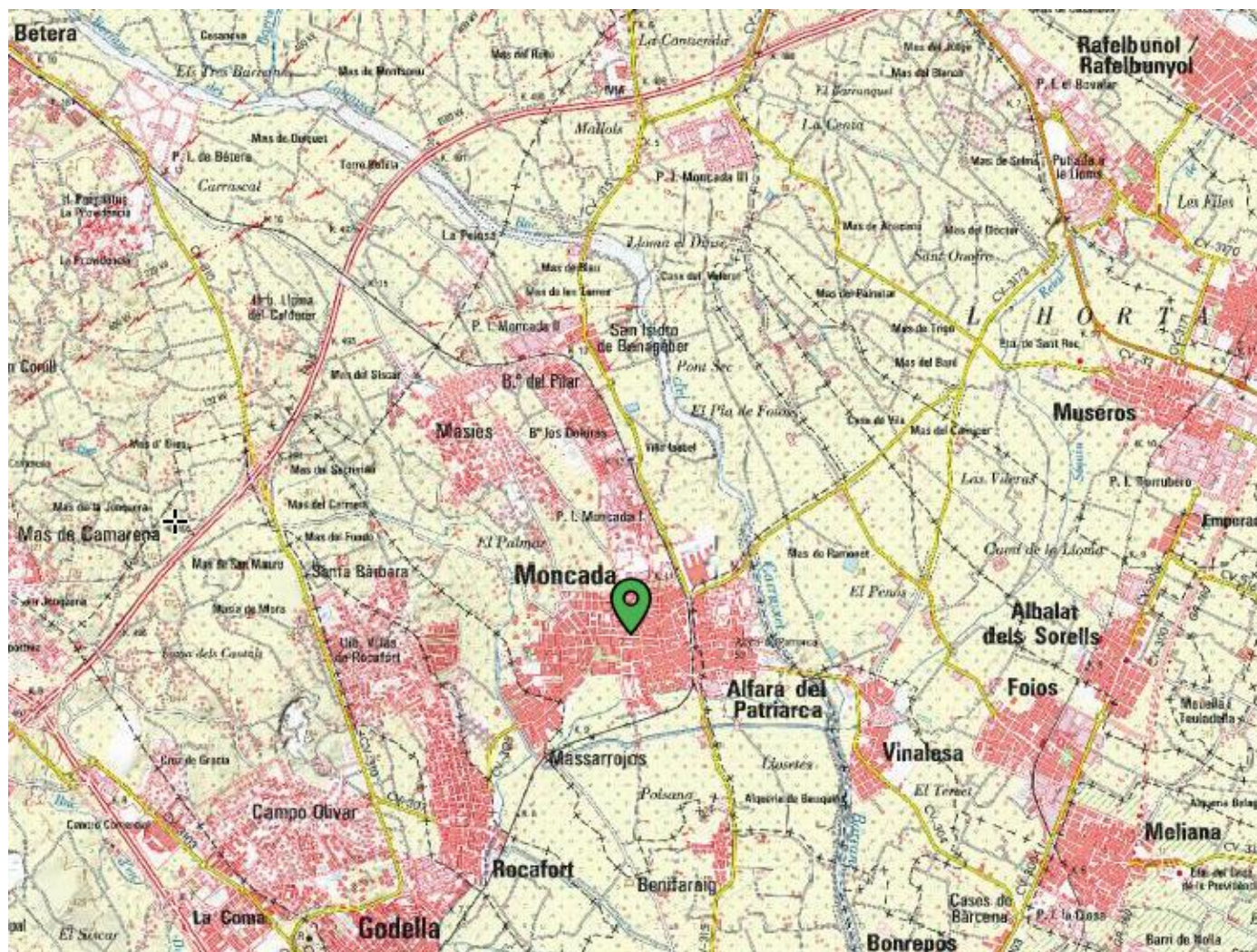


Figura 15. Imagen del municipio de Moncada. Fuente: SIOSE

El medio urbano lo constituye el núcleo de Moncada, junto a los siguientes núcleos poblacionales.

- Barrio Virgen de los Dolores (Moncada II)
- Barrio del Pilar
- Barrio de las Torres
- Barrio Badía
- Barrio San Miguel
- San Isidro de Benagéber
- Masías
- Moncada III

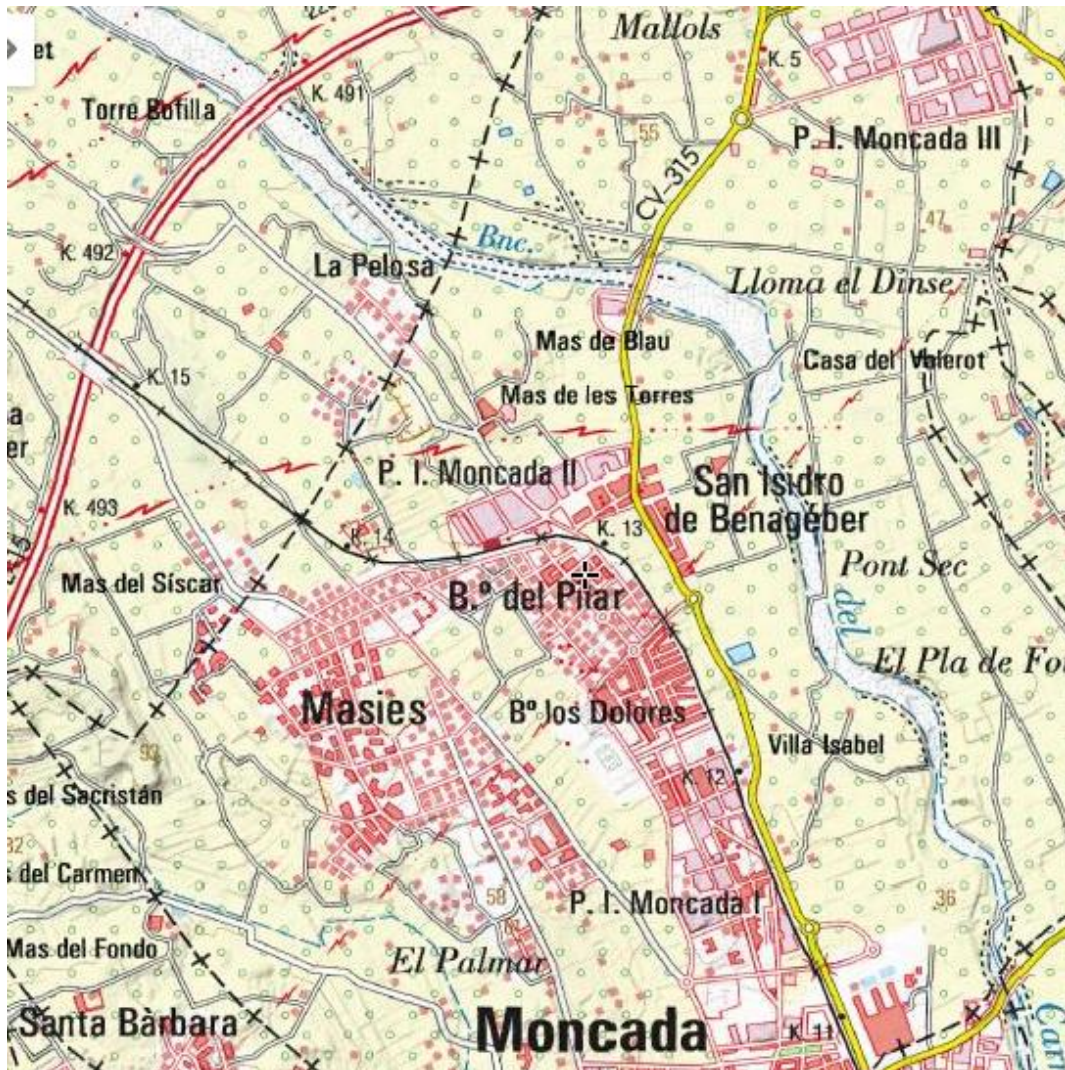


Figura 16. Croquis de los barrios de interés cerca del polígono industrial Moncada III. Fuente: SIOSE

3.2. Estudio de Moncada III

Se trata de un polígono industrial situado al norte del municipio de Moncada, anteriormente se muestra la disposición de los barrios de mayor relevancia del municipio de Moncada (figura 16), en las siguientes figuras de este apartado se enfoca solamente en Moncada III.

Es difícil de definir una población exacta en este emplazamiento puesto que se trata de un lugar en el que cuenta con escasas o ninguna vivienda y el resto de infraestructuras son destinadas a actividades de diversas empresas privadas y horarios similares.

La carga contaminante en las aguas negras de Moncada III es generada por los trabajadores del polígono industrial y las actividades de las empresas existentes, esta agua es recogida por un colector de aguas negras que cruza Moncada III, concretamente por la calle Molí.

Estas aguas contaminadas son conducidas con un caudal medido facilitado por el ayuntamiento de Moncada, este caudal variable nos facilitará el cálculo de los habitantes equivalentes, en el apartado sobre la situación actual de saneamiento de Moncada definiremos estos parámetros.

El resto de cálculos necesarios para diseñar y dimensionar los humedales artificiales de flujo subsuperficial los detallaremos en los análisis de las propuestas.

En esta área operan diferentes tipos de empresas de diferente tipo y actividades en el que ninguna de sus acciones acarrea un vertido de alto grado contaminante en el entorno, ni en la recogida de las aguas residuales, cumpliendo las normativas vigentes para el vertido de aguas.

En la siguiente imagen se aprecia una vista aérea del polígono industrial de Moncada III, así como los terrenos restantes dedicados prácticamente en exclusiva para el cultivo de la huerta, la línea de color roja marcaría los límites de Moncada III y la de color azul la superficie edificada a la que nombraremos a partir de ahora como "Poliacho", denominado así por el SIOSE.



Figura 17. Imagen satélite de Moncada III. Fuente: Google Maps

Recalcar que el área de Moncada III queda definida con una vía de ferrocarril marcada con cruces y dos líneas discontinuas de color negro, la carretera VC – 315 de color amarillo y el Camino de Fondo de la Marquesa encima del rótulo Lloma el Disne.

La zona de color blanco (Poliacho) es donde se encuentran todas las infraestructuras de este polígono industrial el resto del terreno es destinado mayormente para la agricultura en el que predomina la huerta, tal como se narra anteriormente.

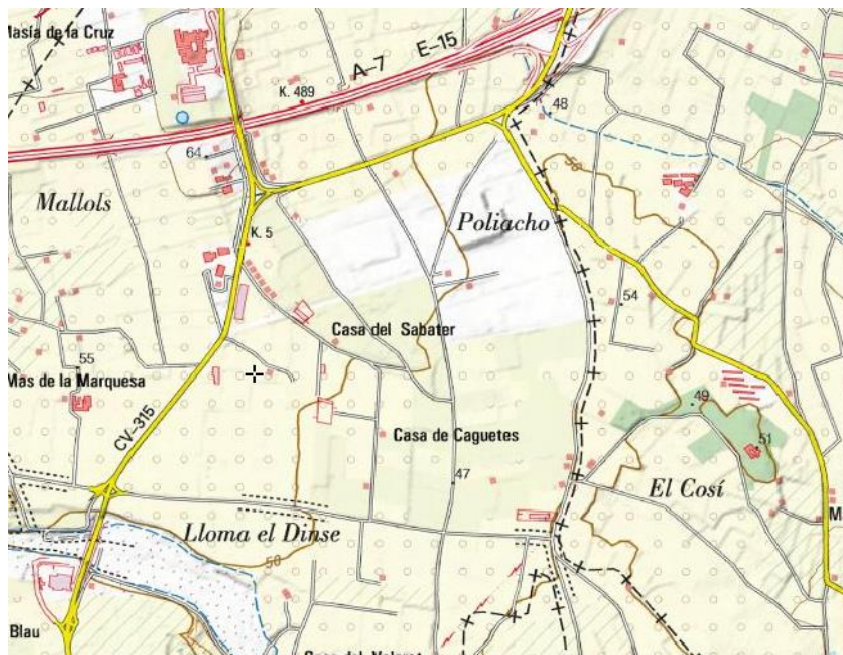


Figura 18. Croquis de Moncada III. Fuente: SIOSE

La superficie donde las empresas ejercen su actividad ocupa el 90% del total de Poliacho, sin embargo, existen algunas naves vacías y se prevé el espacio suficiente para una ampliación futura, las superficies son las siguientes:

Superficie actual aprovechada de Moncada III: 26,6 Ha.

Superficie horizonte con la ampliación de Moncada III: 78,3 Ha.

Comparando las superficies edificables sale lo siguiente:

Superficie edificable actual de Moncada III: 18,78 Ha.

Superficie edificable horizonte con la ampliación de Moncada III: 47,27 Ha.

Por tanto, la superficie de la ampliación del Moncada III generará una previsión de 3 veces más caudal que la que actualmente genera Moncada III.

3.3. Situación actual de saneamiento

3.3.1. Situación general de Moncada

El municipio de Moncada se sitúa en dominio de la Confederación Hidrográfica del Júcar, entidad que construyó el cauce del barranco del Palmaret alt al sur de una suave depresión orientada norte sur con el barranco de Carraixet al este, el barranco del Palmar está situado al oeste.

Al sur del casco urbano se emplazan la acequia de Moncada y la vía del ferrocarril, que son dos barreras urbanísticas que irrumpen el normal discurrir de aguas en el flujo norte-sur. Moncada posee sólo dos salidas de aguas residuales de la ciudad: la de mayor importancia está situada en el entorno del “camí de Benifaraig”, que recoge las aguas pluviales y fecales de toda la ciudad y las conduce a la estación depuradora de Alboraya. Por otro lado, el polígono industrial de Moncada III posee un ramal de aguas negras que se emplaza en el camí del Pou y discurre hasta Vinalesa.

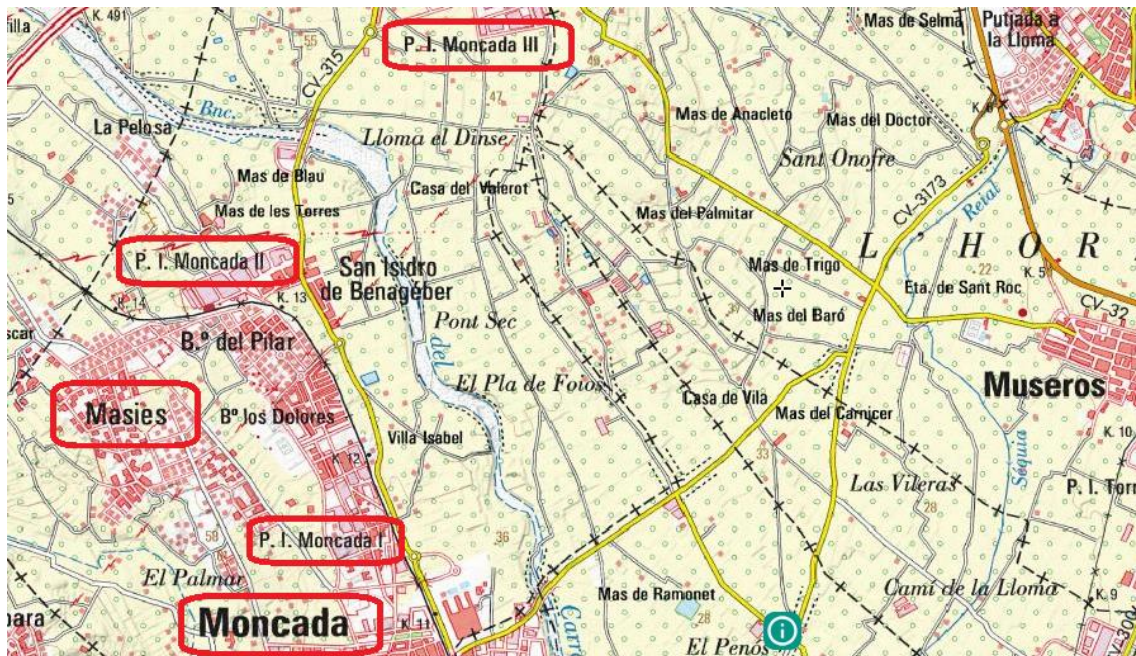


Figura 20. Mapa detalle de Moncada y señalización de los barrios con más relevancia. Fuente: SIOSE

En la siguiente figura se quiere que al observarlo se descubre que el casco urbano se ha situado históricamente justo en el discurrir de la trayectoria de las aguas y concretamente la calle Mayor es la zona más baja de la ciudad, donde afluyen todas las aguas superficiales, tanto del barrio de Badía, las del entorno de la calle Barcelona y las zonas del este, desde el límite de Alfara.

En esta misma figura se grafían tres puntos singulares:

- El entorno de la calle 138, donde un tramo del Barranco del Palmar entra en contacto con una zona urbana provocando periódicos problemas a un grupo de 7 viviendas unifamiliares.
- El colector de pluviales de la Defensa, data del 1965 y se trata de un colector ovoide que podemos asimilar a uno de diámetro 2000 milímetros. Esta realizado en hormigón en masa y arranca desde la zona del cementerio (calle 130) hasta el barranco del Carraixet. Este

colector es de gran importancia para la ciudad ya que corta el flujo norte-sur (gracias a unos aliviaderos que hacen pasar 1/5 del agua residual con la pluvial, por lo que ira diluida) que viene de Masies, de la zona del polígono industrial de la Virgen de los Dolores (polígono industrial I) y desviarla al barranco del Carraixet.

- El colector-acequia exclusivamente de aguas pluviales en la av. De Germanías que arranca en el cruce con Sant Roc y desemboca en la acequia de Moncada, a la altura del Molí. Sin este colector habría puntos con graves problemas de inundación.

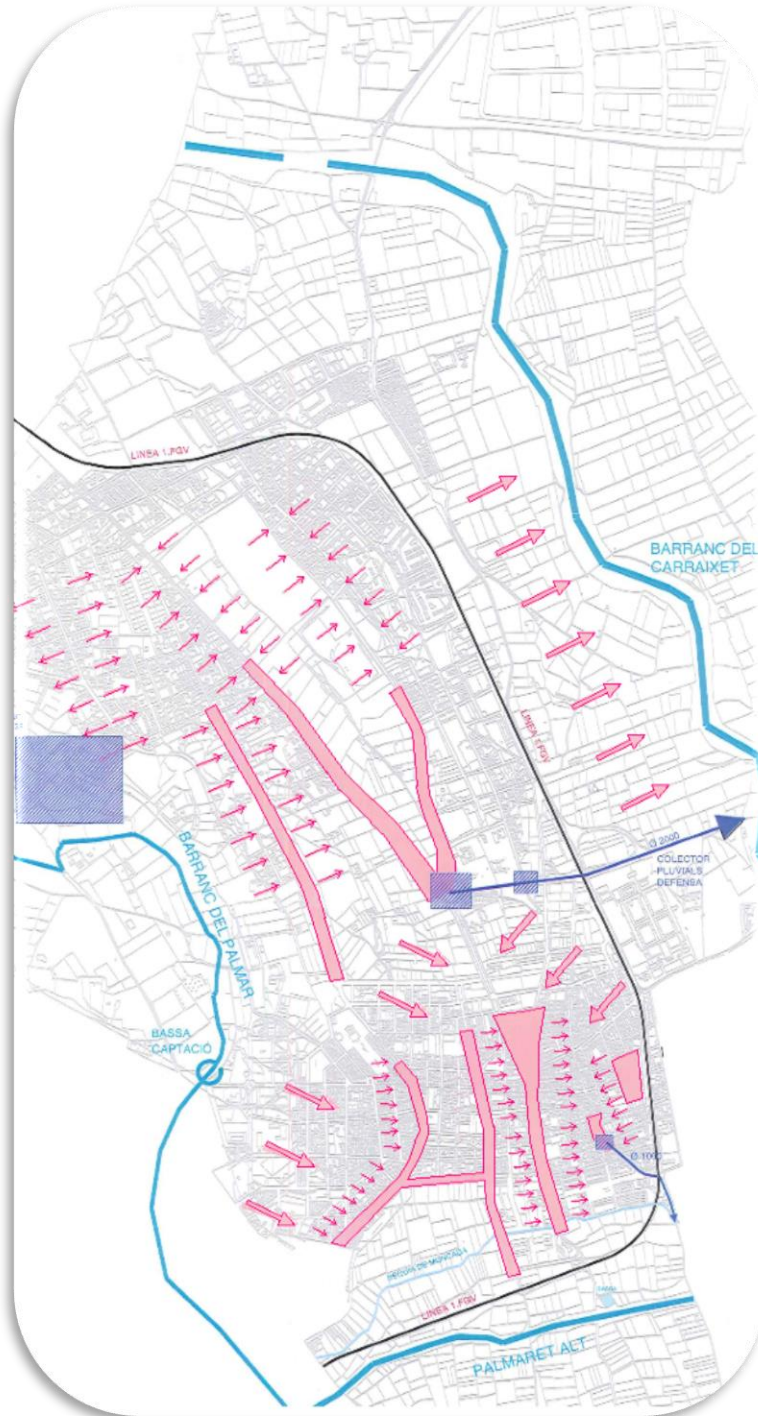


Figura 21. Mapa detalle de Moncada y situación de los barrancos. Fuente: Ayuntamiento de Moncada

En la anterior imagen (figura 21) las flechas de color rosado y áreas remarcadas con el mismo color se identifican como el sentido descendente de las aguas y con un sombreado, las zonas conflictivas con riesgo de inundarse que coinciden con la salida de escorrentía de las aguas.

Hay tres ramales de aguas pluviales que desaguan en el Carraixet:

- El primero lo encontramos en el entorno de la rotonda de San Isidro que evacua las aguas pluviales del polígono industrial Moncada II. Colector de diámetro 800.



Figura 22. Imagen de la rotonda al norte del barrio los Virgen de los Dolores (al lado oeste de las vías) por donde tuerce hacia la izquierda un colector que conecta con el colector D800 mm que comunica Masies con San Isidro y vierte sus aguas al barranco del Carraixet. Fuente: Trabajo de Fin de Grado (TFG) de Juan José Verdú Macián

- El segundo lo encontramos en la zona sur de San Isidro, en concreto por la calle Valdesierra hasta el Carraixet, que permite evacuar las aguas sobrantes de San Isidro. Colector de diámetro 800.
- El tercero se trata de un colector que pasa por el túnel que comunica Masies con San Isidro y vierte sus aguas pluviales al Barranco del Carraixet. Consta también en este caso con un colector de diámetro 800.



Figura 23. Imagen del túnel que comunica Masies con San Isidro y por el cual pasa el colector D 800 mm que vierte al barranco del Carraixet. Fuente: Trabajo de Fin de Grado (TFG) de Juan José Verdú Macián

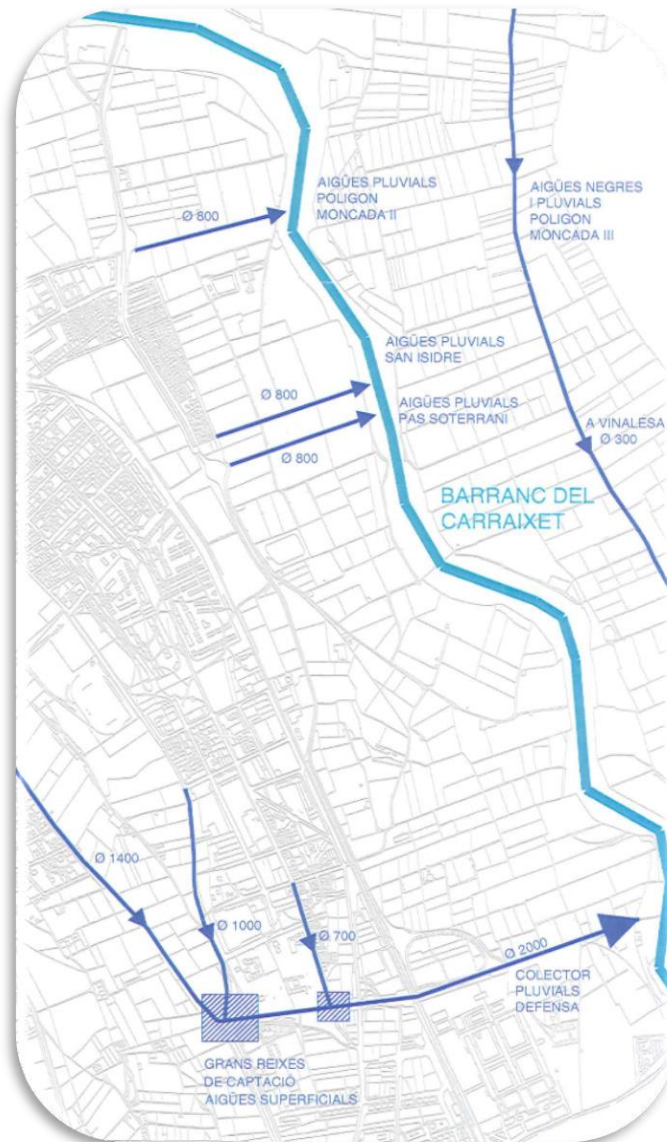


Figura 24. Mapa detalle de los principales colectores hacia la depuradora de Alboraya. Fuente: Ayuntamiento de Moncada

Todo el sistema de aguas de la ciudad es unitario, aguas negras y pluviales van juntos en todas las canalizaciones a excepción del colector que recoge las aguas negras de Moncada III siendo la única canalización separativa.

Siguiendo la anterior imagen (figura 24), en lo referente a las aguas fecales de esta zona norte, los barrios citados, los polígonos industriales de V. Dolores y Moncada II y Masies, en su discurrir hacia el sur se encuentran con la barrera insalvable del colector de aguas pluviales de la defensa. En esta zona ocurre lo siguiente:

- En el colector de diámetro 1400 que recogen gran parte de las aguas de Masies discurre por la calle 130 hasta conectar con la defensa, en este punto se produce una separación de flujos de agua, pasando las aguas fecales en régimen sin lluvia, a un colector del casco urbano que a su vez discurre por la avenida del cementerio y se integra en el flujo de la ciudad. Pero cuando se producen episodios de lluvias y para no sobrecargar la red municipal, a través de un aliviadero

pasa al colector de la defensa.



Figura 25. Imagen de la calle 130 por donde baja el colector D 1400 mm que recoge gran parte de las aguas pluviales y las comunica con el colector de la Defensa. Fuente: Trabajo de Fin de Grado (TFG) de Juan José Verdú Macián

- En el caso de los colectores de diámetro 1000 y el de 700 vierten las aguas negras al cajero de la defensa y mediante un elemento separador se integran en el flujo de la ciudad. En los momentos de episodios de lluvias se sobrepasará el nivel del aliviadero de este punto y se dirigirá al barranco del Carraixet. El efluente de aguas que vierte al barranco se halla contaminado con aguas negras, aunque diluidas.



Figura 26. Imagen de la rotonda donde se ubica el cajero (con su respectivo aliviadero) donde se comunican el colector de la Defensa que viene de Norte a Sur en esta imagen y el colector D 700 mm del Este de la imagen. Fuente: Trabajo de Fin de Grado (TFG) de Juan José Verdú Macián

3.3.2. Situación actual de Moncada III

Tal como se define en el apartado anterior, el polígono industrial de Moncada III posee un ramal de aguas negras que se emplaza en el camí del Pou y discurre hasta Vinalesa. Las aguas pluviales se orientan hacia el este, hacia una ligera depresión que posteriormente comunica con el barrio de Museros.

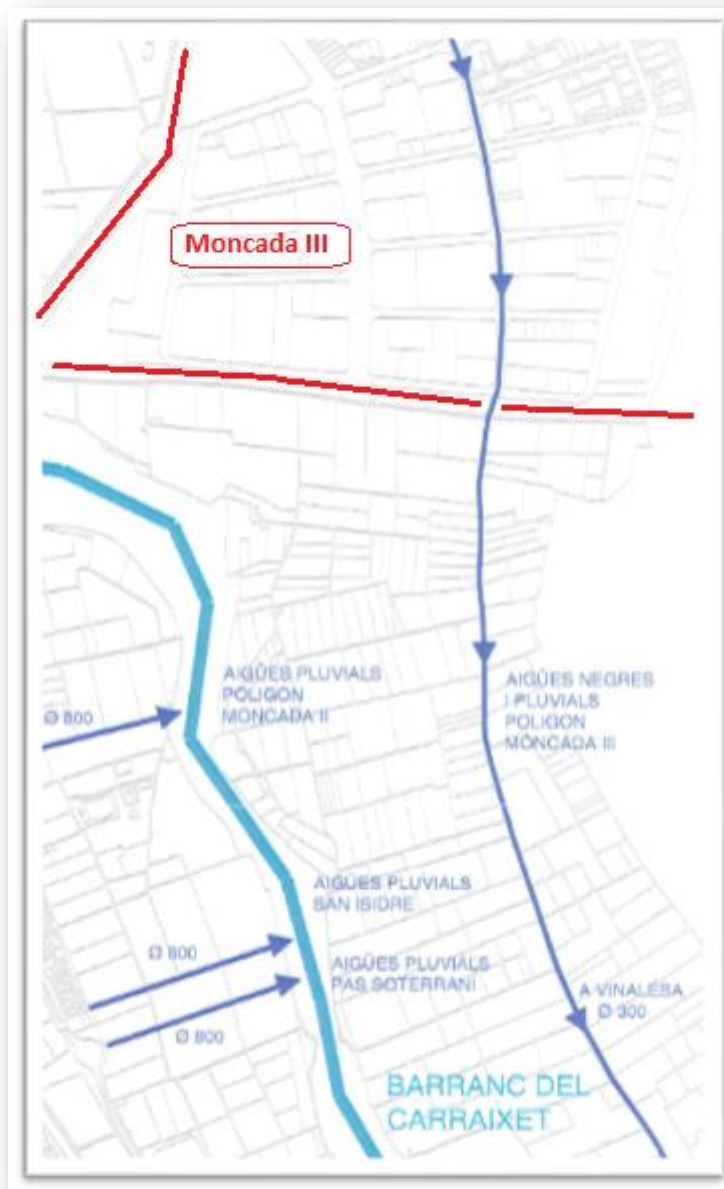


Figura 24. Mapa detalle de los principales colectores hacia la depuradora de Alboraya. Fuente: Ayuntamiento de Moncada

Además, hemos de valorar que tras el estudio de las empresas presentes en Moncada III, podemos considerar la calidad de agua que origina Moncada III sea estimada como agua residual urbana.

El colector de aguas residuales se muestra en la siguiente imagen como la línea marrón, se trata del colector de 300 milímetros de diámetro anteriormente dicho que viaja hacia Vinalesa, la línea roja cierra el área total de Moncada III, sabiendo esto se debe situar los humedales artificiales del estudio en un

emplazamiento lo más próximo posible al polígono y a la canalización de aguas residuales que se dirige a la depuradora de Alboraya.



Figura 27. Croquis detalle de los límites de Moncada III, el colector de aguas residuales y señalización de la zona elegida para la implantación de los humedales artificiales elegida. Fuente: SIOSE

Tras un análisis del terreno se decide realizar la implantación de los humedales artificiales en la zona remarcada con un círculo de color rojo debido a que:

- Terreno propiedad del ayuntamiento por lo que su aprovechamiento no contará como expropiación del terreno a terceros.
- Se sitúa cerca del colector facilitando su desvío del agua fecal que transporta el colector.
- Delimita con Moncada III, pero está lo suficientemente lejos de los núcleos de actividad humana para afectar a impactos ambientales (olor, impacto paisajístico, etc.).
- Ubicado de manera que se encuentra rodeado de terreno de cultivo facilitando su posible uso de agua tratada para el regadío.
- Terreno con topografía relativamente llana, supone un movimiento de tierras escaso y facilita la implantación de los humedales artificiales.

Se recuerda que el caudal que circula por este colector se tiene que multiplicar por tres tal y como se indicó en el anterior apartado de la descripción de la zona de estudio, debido a la prevista ampliación de Moncada III. Por tanto, tras tener conocimiento de los caudales que circulan por el colector de interés se debe calcular los habitantes equivalentes.

Un habitante equivalente es un medidor que pretende evaluar la capacidad de depuración en referencia a una contaminación doméstica fijada en 60g/día de Demanda Biológica de Oxígeno (DBO₅) por la directiva europea "Aguas residuales urbanas".

Esta unidad de medida se basa en la cantidad de contaminación emitida por persona y día. Una unidad de habitante equivalente equivale a 60g de DBO₅ al día por 150L/día de caudal de aguas sucias.

$$\text{Habitante equivalente (h.e.)} = \text{Caudal} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{día}} \right) / \text{Dotación} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{día} * \text{h.e.}} \right)$$

Parámetros	ACTUAL	FUTURA	Unidad
	Valor		
Dotación	0,160	0,160	m ³ / día* h.e.
Población	1094	3281	h.e.
Qmedio	175	525	m ³ /día
Qmáximo	272	816	m ³ /día

Tabla 3. Caudales otorgados por el Ayuntamiento de Moncada (cálculos EXCEL).

Al no ser posible contratar al técnico competente para realizar un análisis de la calidad del agua se decide utilizar los parámetros de composición de agua residual tipo que se muestra en el “Manual para la implantación de sistemas de depuración para pequeñas poblaciones” del Ministerio de Fomento concretamente del Ministerio de medio ambiente y medio rural y marino.

CONCENTRACIÓN DE CONTAMINANTES				
Parámetros	Concentración	Unidad	Concentración de estudio	Unidad
Sólidos totales	350-1200	mg/l	1000	mg/l
Sólidos en suspensión	100-350	mg/l	250	mg/l
DBO ₅	100-300	mg O ₂ /l	300	mg O ₂ /l
DQO	250-1000	mg/l	600	mg/l
Nitrógeno total	20-85	mg/l	30	mg/l
Amoniaco	12-50	mg/l	50	mg/l
Fósforo	12-50	mg/l	10	mg/l
Grasa	50-150	mg/l	100	mg/l
CARGAS CONTAMINANTES				
Sólidos totales	-	mg/l	-	g / h.e. * día
Sólidos en suspensión	187,50	mg/l	30	g / h.e. * día
DBO ₅	375,00	mg O ₂ /l	60	g / h.e. * día
DQO	531,25	mg/l	85	g / h.e. * día
Nitrógeno total	46,88	mg/l	7,5	g / h.e. * día
Amoniaco	-	mg/l	-	g / h.e. * día
Fósforo	10,63	mg/l	1,7	g / h.e. * día
Grasa	-	mg/l	-	g / h.e. * día

Tabla 4. Calidad del agua y cargas contaminantes decididas para el estudio. Fuente: Ministerio de Fomento

3.4. Estudio climatológico

Los parámetros climáticos utilizados para el estudio bioclimático y cálculo de necesidades hídricas han sido obtenidos de la página web de la Agencia Española de Meteorología y del servicio de riegos del IVIA, procedentes de la estación meteorológica de Moncada, próxima a la zona donde se realiza el presente proyecto.

- Situación de la estación: Moncada
- Latitud: 39°28' 50''N
- Longitud: 0°21' 59'' O
- Altura sobre el nivel del mar: 55 metros
- Periodo analizado: 2001-2016

Temperatura

El estudio climatológico lo descubriremos según la clasificación de Papadakis, en el que la metodología, tablas y fórmulas se podrán consultar dentro de los anejos en el apartado destinado a la climatología.

El término Municipal de Moncada queda caracterizado por presentar un régimen térmico MARÍTIMO CÁLIDO, un régimen de humedad MEDITERRÁNEO SECO y un tipo climático MEDITERRÁNEO SECO.

Las lecturas sobre las temperaturas quedan representadas en el siguiente cuadro:

Meses	T.M. Mx	T.M.	T.M.m.
Enero	16,94	9,62	3,89
Febrero	17,39	10,35	4,36
Marzo	20,07	12,51	6,79
Abril	21,77	15,23	8,96
Mayo	24,76	18,37	12,08
Junio	28,90	22,69	16,13
Julio	30,53	24,99	19,01
Agosto	31,07	25,16	19,28
Septiembre	28,44	22,19	16,75
Octubre	25,37	18,50	12,79
Noviembre	20,20	13,20	7,60
Diciembre	10,35	10,35	10,35

Tabla 5. Temperaturas características de Moncada (°C). Fuente: Agencia Española de Meteorología

Siendo:

- T.M.Mx.: Temperatura media de las máximas en °C
- T.M.: Temperatura media de las medias en °C
- T.M.min: Temperatura media de las mínimas en °C

Tal como se puede apreciar en la anterior tabla las temperaturas mínimas en todos los aspectos suelen ser los meses cercanos a enero, siendo enero el mes más frío. Para las temperaturas máximas se observa el mismo patrón, pero para los meses más calurosos, siendo el mes de agosto el más acalorado.

Precipitación

Tal como se recalcó antes las lecturas de las precipitaciones han sido obtenidos gracias a la Agencia Española de Meteorología y del servicio de riegos del IVIA.

Meses	Precipitación media
Enero	23,00
Febrero	26,00
Marzo	25,81
Abril	39,79
Mayo	42,37
Junio	16,29
Julio	10,86
Agosto	17,58
Septiembre	61,18
Octubre	57,63
Noviembre	30,77
Diciembre	10,35

Tabla 6. Precipitaciones características de Moncada (mm/mes). Fuente: Agencia Española de Metereología

3.5. Estudio geomorfológico

A continuación, se muestra el mapa geológico de Moncada, pues es necesario que se va a encontrar para la construcción de las infraestructuras del pretratamiento y el tratamiento primario. Se señala el barranco de Carraixet y las zonas de interés.

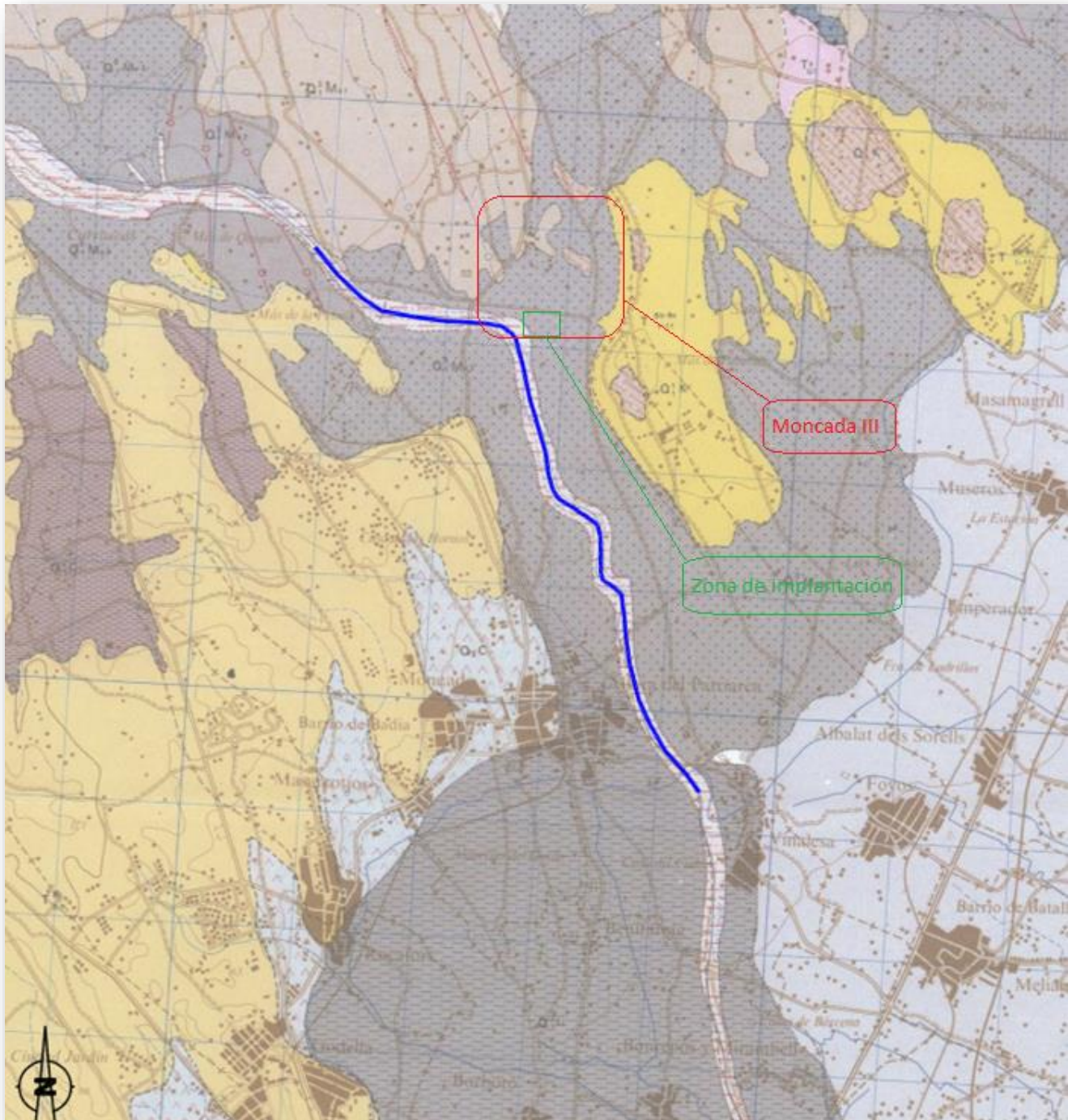


Figura 28. Mapa geológico de Moncada y el barranco de Carraixet marcado con la línea azul. Fuente: Ministerio de Fomento

Tabla 7. Leyenda de las capas geológicas representadas en la figura 28. Fuente: Ministerio de Fomento

CUATERNARIO		HOLOCENO			<p>Q₂F PLAYA Arenas y cantos</p> <p>Q₂Al ALUVIAL Arenas y cantos</p> <p>Q₂S₁ SEDM. ANTROPICOS Escombreras</p> <p>Q₂D DUNAS Arenas parcialmente fijadas</p> <p>Q₂Al C ALUVIAL-COLLUVIAL Arcillas arenosas con cantos</p> <p>Q₂Cl CORDON LITORAL Conglomerado marino fosilifero</p> <p>Q₂C COLLUVIONES Arcillas rojas con cantos</p> <p>Q₂B Limos pardos</p> <p>Q₂L ALBUFERA Limos negros</p> <p>Q₂T₄</p>	
		PELISTOCENO			<p>Q₁T₄ CUBETAS DE DECALCIFICACION Terra rosa</p> <p>Q₁M₁ MANTOS DE ARROYADA Arcillas rojas con niveles de cantos</p> <p>Q₁M₂ MANTOS DE ARROYADA Arcillas rojas con niveles de cantos y costras zonales</p> <p>Q₁L LIMOS DE INUNDACION Limos grises</p> <p>Q₁O₁ ABANICO ALUVIAL TIPO DELTAICO</p> <p>Q₁O₁ Arcilla arenosa roja con cantos fluviales</p> <p>Q₁T₄</p> <p>Q₁M₁ MANTOS DE ARROYADA Arcillas rojas con cantos de los mantos aluviales encostrados</p> <p>Q₁L DEPOSITOS DE PIE DE MONTE Arcillas rojas con cantos superficialmente encostrados</p> <p>Q₁M₁ MANTOS ALUVIALES ENCOSTRADOS Conglomerado</p> <p>Q₁F COSTRA ZONADA</p> <p>Q₁T₁ Terrazas</p>	
TERCIARIO		PLIOCENO			<p>T₂ Arcillas rojas con niveles de cantos encostrados</p>	
		NEOGENO	MIOCENO	SUR		<p>T₃ Calizas con gasteropodos y margas</p>
				TORTON		<p>T_{3-3a} Areniscas margas arcillas arenas y niveles de calizas</p>
				MEDIO		<p>T_{3-3b}</p>
JURASICO	MALM	KIMMERID.			<p>J₂₀ Calcarenitas</p>	
		DOGGER			<p>J₁₃₋₁₉ Calizas, margas, calizas arenosas y calizas margosas</p>	
	LIAS	SUPERIOR			<p>J₁₁₋₁₂ Calizas bioclásticas</p>	
		MEDIO			<p>J₁₁₋₁₂ Margas</p>	
		INFERIOR			<p>J₁₁₋₁₂ Carniolas y dolomias</p>	
	TRIASICO	KEUPER			<p>T_{4,2} Margas y arcillas con yesos</p>	
		MUSCHELKALK				<p>T_{4,2} Calizas y margas</p>
				<p>T_{4,2} Margas y arcillas con yesos</p>		
				<p>T_{4,2} Dolomias</p>		
BUNTSANDSTEIN					<p>T₃ Argilitas y areniscas</p>	
					<p>T₃ Areniscas</p>	
					<p>T_{4,1} Areniscas y argilitas</p>	

Geología

El término Municipal de Moncada se configura en el valle de las estribaciones de la Sierra Calderona. Según la clasificación FAO se pueden distinguir 5 tipos de suelos dentro del término de Moncada que quedan recogidos en el Mapa de Suelos de la Comunidad Valenciana.

Desde el punto de vista geológico, el tramo objeto de estudio de la zona de estudio discurre en su totalidad por depósitos cuaternarios, destacando de ellos su gran extensión y homogeneidad composicional, que contrasta con la variedad existente en cuanto a la génesis de los mismos.

Por debajo de los depósitos cuaternarios se encuentran las formaciones terciarias que afloran en una amplia orla que comprende toda la zona situada entre las localidades de Bétera, Moncada y Burjasot, constituyendo los relieves más importantes en ambas márgenes del barranco.

En las desembocaduras de los barrancos de Náquera y Portaceli, el fondo del cauce de éstos y del barranco del Carraixet, aflora una costra calcárea continua, de un metro de espesor medio, aumentando también el grado de cementación de los niveles de gravas.

Los tipos de suelos identificados sobre el término de Moncada se corresponden con los siguientes:

- Fluvisol calcáreo
- Calcisol háplico
- Calcisol háplico-calcisol pétrico
- Calciso háplico-luvial cálcico-calcisol pétrico
- Luvisol crómico-cambisol crómico-calcisol háplico

Desde el punto de vista constructivo, la excavabilidad de los terrenos encontrados es generalmente buena, a excepción de los tramos de costras calcáreas que en general, será necesario el empleo sistemático de ripper para la excavación de los mismos, estos suelos no se encuentran en nuestro espacio de estudio. Los productos de la excavación servirán para utilizarlos como rellenos en distintas partes de la obra.

Geotecnia

Con el objeto de caracterizar geotécnicamente la zona afectada por las obras se encargó el estudio geotécnico a una empresa encargada de realizar sondeos contratada por el Ayuntamiento de Moncada.

A tal efecto se realizó una campaña de tres sondeos rotativos, cuatro penetraciones dinámicas y cuatro calicatas y ensayos de laboratorio. De los resultados de la campaña geotécnica se concluye que la principal problemática desde un punto de vista geotécnico que se observa en el tramo estudiado es la presencia en algunas zonas de un potente nivel de material vertido que puede alcanzar hasta los 3,0 m de profundidad.

Este hecho condiciona el tipo de cimentaciones a emplear en las estructuras previstas, siendo recomendable las cimentaciones pilotadas, ya que en caso de optar por una cimentación directa sobre los rellenos podrían producirse colapsos (asientos importantes sin aumento de carga, generalmente provocados por cambios de humedad). No es el caso de nuestro estudio, pues nosotros teóricamente situaremos una simple balsa encima de una capa impermeable, en los anejos indicaremos con más claridad este estudio geotécnico.

Los asientos de colapso pueden ser importantes y no homogéneos. Por lo tanto, no se recomienda apoyar ningún elemento de la cimentación sobre los rellenos. Las dos muestras procedentes de las calicatas se han clasificado como suelos tolerables y adecuados según PG-3. La mayoría de las muestras procedentes

de los sondeos se clasificarían como suelos tolerables, si bien hay que indicar que la mayor parte de las muestras son han tomado de los niveles más arcillosos.

En general el material resultará ripable. Sin embargo, en la zona de uno de los sondeos elaborados se ha detectado una zona encostrada muy superficial, por lo que no se descarta que se tenga que utilizar el martillo rompedor en algunas zonas.

En las calicatas realizadas no se ha alcanzado el nivel freático por lo que no es de prever problemas de excavación debida a filtraciones de agua.

Estudio Geotécnico

Dentro de nuestra parcela en la que asumimos este estudio, se han diferenciado básicamente tres unidades geotécnicas dentro de las cotas prospectadas.

Unidad Geotécnica I: En posición superior diferenciaríamos a la capa natural de alteración edafizada, tierra vegetal. Material suelto formado principalmente por arenas materiales detríticos y materia vegetal. Profundidad desde cota 0,00 m hasta 0,60 m, con espesores de 0,40 a 0,80 m. Material no apto para soportar cargas externas.

Unidad Geotécnica II: Material detrítico. Se encuentra bajo la unidad anterior, se trata de un suelo tipo ML (limos arcillosos con arenas) y CL (arcillas de baja plasticidad con arenas). Profundidad a partir de 0,60 m hasta 8,00 m, (7,70-9,00 m). Material competente para soportar las cargas de una cimentación directa. La cimentación del depósito se sitúa en este estrato, compuesto mayoritariamente por suelos arcillosos marrones verdosos con algunas pasadas decimétricas de material detrítico más grueso arenoso con gravas incluso.

Unidad Geotécnica III: En posición inferior encontramos el sustrato Mioceno de arcillas margosas marrón verdosas que en profundidad adquieren tonalidades grises, denominándose regionalmente a este conjunto como “Margas azules”.

Parámetros	Valor	Unidad
Peso específico seco	16,30	kN / m ³
Peso específico aparente	18,50	kN / m ³
Ángulo de rozamiento interno efectivo φ	30,00	º (grados)
Cohesión efectiva c	0,00	kN / m ²
Módulo de Young E	25,00	M Pa
Módulo de Poisson u	0,30	[·]
Expansividad	Nula	[·]
Colapso	Nula	[·]
Agresividad del terreno	Débil	[·]
Agresividad de las aguas	Débil	[·]
Permeabilidad	6 - 10	m / día

Tabla 8. Resultados de un estudio geotécnico próxima a la parcela de nuestro estudio. Fuente: Trabajo de Fin de Grado (TFG) de Juan José Verdú Macián

Riesgo sísmico

La peligrosidad sísmica del territorio nacional se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica de la Figura. Dicho mapa suministra, expresada en relación al valor de la gravedad, g , la aceleración sísmica básica, a_b , un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno y el coeficiente de contribución K , que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.



Figura 29. Mapa de peligrosidad sísmica. Fuente NCSE – 02.

La normativa de aplicación al presente proyecto es la norma de construcción sismorresistente NCSE-02 la cual establece los términos municipales con riesgo sísmico. La Norma especifica que si la aceleración sísmica básica es igual o mayor de 0,04 g deberá tenerse en cuenta los posibles efectos del sismo en terrenos potencialmente inestables.

Los términos municipales cerca de nuestro municipio y la aceleración básica correspondiente a cada uno de ellos son:

T.M. de Alfara del Patriarca: 0,06g

T.M. de Bétera: 0,06g

T.M. de Foios: 0,06g

T.M. de Vilanesa: 0,06g

T.M. de Moncada: 0,06g

El coeficiente de contribución es en todos los casos igual a la unidad.

Se adopta para todos los cálculos de las estructuras del área de implantación una aceleración básica de 0,06-g.

La aceleración sísmica de cálculo, a_c , se define como el producto:

$$a_c = S * \rho * a_b$$

Donde:

a_b : Aceleración sísmica básica

ρ : Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción.

Toma los siguientes valores:

- Construcciones de importancia normal

$$\rho = 1,00$$

- Construcciones de importancia especial

$$\rho = 1,30$$

S : Coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

Para $\rho * a_b \geq 0,4g$

$$S = 1,00$$

C : Coeficiente de terreno. Depende de las características geotécnicas del terreno de cimentación y se detalla en la siguiente tabla y valoraciones.

El coeficiente del terreno C , toma los siguientes valores:

- Terreno I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas de cizalla $V_s > 750$ m/s. Coeficiente $C=1,0$.
- Terreno II: Roca muy fracturada, suelos densos y cohesivos duros. 750 m/s $> V_s > 400$ m/s. Coeficiente $C=1,3$.
- Terreno III: Suelo granular de compacidad media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. 400 m/s $> V_s > 200$ m/s. Coeficiente $C= 1,6$.
- Terreno IV: Suelo granular suelto, o cohesivo blando. $V_s < 200$ m/s. Coeficiente $C=2,0$

Tipo de terreno	Coeficiente C
I	1,00
II	1,30
III	1,60
IV	2,00

Tabla 9. Coeficiente del terreno. Fuente NCSE - 02

Para el lugar de estudio se obtienen los siguientes parámetros de cálculo:

PARÁMETROS SÍSMICOS DE CÁLCULO			
Zona geográfica	Alteración básica a_b	Coefficiente de distribución K	Coefficiente de riesgo supuesto
Moncada	0,06	1,10	[1 - 1,3]
PARÁMETROS DEL COEFICIENTE DEL TERRENO			
Zona geográfica	Cota excavación	Tipo de terreno	Coefficiente de riesgo
Moncada III	0 - 8 m	IV	2,00
Moncada III	8 - 30 m	III	1,60

Tabla 10. Parámetros y coeficiente del terreno afectado. Fuente NCSE - 02

Estos datos mostrados en las tablas de riesgo sísmico son necesarias para una garantía de construcción de las infraestructuras del pretratamiento que contará con una fabricación de hormigón en sus estructuras, por último, el tratamiento primario es sujeta a la misma condición, son necesarios saber los riesgos sísmicos debido a las estructuras de hormigón con o sin armado.

3.6. Estudio topográfico

En la redacción de este estudio se ha tenido en cuenta la modificación del sistema de referencia oficial del estado español mediante el REAL DECRETO 1071/2007, de 27 de julio, "Por el que se regula el sistema geodésico de referencia oficial en España".

El nuevo sistema de referencia empleado es el ETRS89 (European Terrestrial Reference System 1989), y cuyo elipsoide adoptado es el GRS80. El sistema altimétrico permanece, siendo el nivel medio del mar en Alicante el origen de cotas altimétricas, materializadas con la Red de Nivelación de Alta Precisión.

Si bien las propias estaciones de referencia G.P.S. de la red ERVA ya están integradas en este sistema de referencia, se ha optado por apoyarse en páginas de internet que poseen un cierto renombre para el uso de localizar y referenciar coordenadas deseadas.



Figura 30. Ampliación de la zona de implantación. Fuente: SIOSE

En los anejos y planos de este estudio podremos observar con más detalle las líneas de nivel marcándonos una referencia de relieve de nuestra zona de estudio, no obstante, en este apartado incluiremos una serie de imágenes y datos que nos facilitaran un estudio topográfico básico que necesitamos. Nuestra área de implantación se decide asentarla cerca del colector de aguas residuales y colindante a los límites de la superficie de Moncada III.

La zona de estudio cuenta con una pendiente leve por lo que en el procedimiento de excavar y movimiento de tierras será relativamente sencillo pues el terreno llano nos ayuda a hacer el nivel deseado para la implantación de nuestros diferentes humedales artificiales

Esta área elegida contará con unos 35.000 m² aproximadamente de superficie y queda limitada con 4 puntos que señalaremos a continuación y localizándolos según el Huso 30 correspondiente de la zona.

A continuación, se muestra la misma imagen que la anterior figura, pero con otra capa seleccionada en forma de mapa donde marcaremos los límites de la zona de implantación con una línea roja mientras que el colector de aguas negras se marca con una línea marrón.



Figura 31. Límites de la zona de implantación. Fuente: SIOSE

En la siguiente imagen se puede apreciar en tonos grises la variación del relieve vista desde la ampliación de la zona de implantación (figura 32), con los cuatro puntos importantes que delimitan el área de implantación de nuestros humedales artificiales.



Figura 32. Mapa de relieves en la zona de implantación de nuestros humedales artificiales. Fuente: SIOSE

Tal como se aprecia en las anteriores imágenes se trata de una zona con unos requisitos muy buenos para la implantación de los humedales artificiales, pues nos proporciona:

- Poca pendiente, facilita el proceso de construcción e implantación.
- Amplia superficie para elaborar cualquier tipo de humedal que requiera mayor espacio.
- Proximidad al colector que conduce las aguas residuales de Moncada III y zona de procedencia.
- El área elegida tiene forma rectangular lo que proporciona una formación más simple en la creación de los humedales artificiales.

La localización exacta de la zona de implantación las detallamos a continuación:

LOCALIZACIÓN DE LA PARCELA - HUSO 30				
Puntos	X	Y	Z	Unidad
1	724214,94	4383995,17	48,18	m
2	724208,36	4383840,63	48,70	m
3	724417,29	4383824,65	46,95	m
4	724429,82	4383964,66	46,68	m

Tabla 11. Coordenadas de nuestra área de implantación. Fuente: SIOSE

Puntos	Distancia aproximada	Unidad
1 - 4	220	m
1 - 2	160	m
3 - 2	210	m
3 - 4	150	m

Tabla 12. Distancias de nuestra área de implantación. Fuente: SIOSE



Figura 33. Imagen que marca la posición y sentido de las fotografías tomadas en el terreno de implantación. Fuente: SIOSE



Figura 34. Foto relacionada con la figura 33 correspondiente a 1. 1.. (Visita a campo)



Figura 35. Foto relacionada con la figura 33 correspondiente a 1. 2.. (Visita a campo)



Figura 36. Foto relacionada con la figura 33 correspondiente a 2. 1.. (Visita a campo)



Figura 37. Foto relacionada con la figura 33 correspondiente a 2. 2.. (Visita a campo)



Figura 40. Foto relacionada con la figura 33 correspondiente a 3. 1.. (Visita a campo)



Figura 41. Foto relacionada con la figura 33 correspondiente a 3. 2.. (Visita a campo)



Figura 38. Foto relacionada con la figura 33 correspondiente a 4. 1.. (Visita a campo)



Figura 39. Foto relacionada con la figura 33 correspondiente a 4. 2.. (Visita a campo)

3.7. Marco normativo

Estado legal

Los conjuntos de actuaciones expuestas en el presente proyecto se desarrollan en terrenos gestionados por el Ayuntamiento de Moncada. Los terrenos en lo que se pretende desarrollar la actuación se ubican en término municipal de Moncada, se concreta en el apartado de topografía.

Dichos terrenos fueron adquiridos por el ayuntamiento de Moncada a diferentes propietarios privados. Dichas tierras, anteriormente, estaban destinadas al cultivo de especies de secano, por parte de pequeños agricultores locales. En la actualidad, la titularidad y gestión de dichas tierras corresponde al Ayuntamiento de Moncada.

Las áreas en la que se desarrolla el presente proyecto se encuentran perfectamente deslindadas y amojonadas, no existiendo conflicto ninguno con las propiedades colindantes.

El PGOU del municipio de Moncada, en materia de clasificación y calificación del suelo, interpretan que los terrenos de estudio se consideran como terrenos destinados a “Infraestructuras de Servicio Público”.

Normativa aplicable

En 1991, la Unión Europea, dada la grave situación de contaminación de las aguas en los diferentes estados miembros, promulgó la Directiva 91/271/CEE, sobre depuración de aguas residuales urbanas.

La Directiva 91/271 establece los plazos y obligaciones que los Estados Miembros deben de cumplir en materia de depuración de aguas residuales, tratamientos secundarios y terciarios del agua, utilización de lodos y colectores. Estipula que, obligatoriamente, a partir del 31 de diciembre 2005, se deben depurar, mediante un tratamiento adecuado, los vertidos de poblaciones equivalentes inferiores a 2.000 h-e cuando el vertido es en aguas continentales y estuarios, e inferiores a 10.000 h-e cuando el vertido es en aguas costeras.

Las autoridades españolas iniciaron ya con la Ley de Aguas de 1985, actualmente derogada, el camino para adecuar los sistemas de tratamiento de las aguas residuales.

La Directiva 91/271 supuso un empuje hacia la resolución de esta problemática. La Directiva fue transpuesta al derecho español mediante el Plan Nacional de Saneamiento y Depuración de Aguas Residuales 1995-2005, en Resolución de 28 de abril de 1995, BOE 113, 12/05/1995. Posteriormente, el Real Decreto Ley 11/1995, de 28 de diciembre, establece las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas (BOE 312, 30/12/1995) y el Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, desarrolla el Real Decreto Ley 11/1995, (BOE 77, 29/03/1996), el R.D. 509/1996, que lo desarrolla y el R.D. 2116/1998 que modifica al anterior.

Así pues, como establece la Confederación Hidrográfica del Júcar, y según el R.D. 606/2003, de 23 de mayo, por el que se modifica el R.D. 849/1986, de 11 de abril, por el que se aprueba el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, que desarrolla los Títulos preliminar I, IV, V, VI y VIII de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas, y según establece el R.D. 1620/2007, de reutilización solo se limitarán de forma especial los sólidos en suspensión a 35 mg/l. El resto de parámetros físico-químicos serán los recogidos en la tabla I del Anexo I, del R.D. 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del R.D. 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las ARU, que se desarrolla a continuación.

REQUISITOS PARA LOS VERTIDOS PROCEDENTES DE INSTALACIONES DE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS (ARU). Se aplicará el valor de concentración o el porcentaje de reducción			
Parámetros	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (1)	Método de medida de referencia
DBO ₅ (a 20º sin nitrificación) ⁽²⁾	25 mg/l O ₂	70 - 90 40 de conformidad con el apartado 3 del artículo 5 R.D. ⁽³⁾	Muestra homogeneizada sin filtrar ni decantar. Determinación del oxígeno disuelto antes y después de cinco días de incubación a 20º C ± 1ºC, en completa oscuridad. Aplicación de un inhibidor de la nitrificación
DQO	125 mg/l O ₂	75	Muestra homogeneizada sin filtrar ni decantar. Dicromático potásico
Total sólidos en suspensión	35 mg/l ⁽⁴⁾ , 90 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D. (más de 10.000 h.e.) ⁽³⁾ 60 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D. (de 2.000 a 10.000 h.e.) ⁽³⁾	90 mg/l ⁽⁴⁾ , 90 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D. (más de 10.000 h.e.) ⁽³⁾ 70 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D. (de 2.000 a 10.000 h.e.) ⁽³⁾	Filtración de una muestra representativa a través de una membrana de filtración de 0,45 micras. Secado a 105 ºC y pesaje. Centrifugación de una muestra representativa (durante cinco minutos como mínimo con una aceleración media de 2.800 a 3.200 gr.) secado a 105ºC y pesaje

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

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

(3) Se refiere a los supuestos en regiones consideradas de alta montaña contemplada en el apartado 3 del artículo 5 del Real Decreto-ley 11/1995.

(4) Este requisito es optativo.

Tabla 13. Requisitos para vertidos procedentes de instalaciones de depuración de aguas residuales urbanas.

REQUISITOS PARA LOS VERTIDOS PROCEDENTES DE INSTALACIONES DE TRATAMIENTO DE ARU, REALIZADOS EN ZONAS SENSIBLES CUYAS AGUAS SEAN EUTRÓFICAS O TENGAN TENDENCIA A SERLO EN UN FUTURO PRÓXIMO. Según la situación local, se podrá aplicar uno de los dos parámetros. Se aplicará el valor de concentración o el porcentaje de reducción			
Parámetros	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción ⁽¹⁾	Método de medida de referencia
Fósforo total	2 mg/l P (10.000a 100.000 h.e.) 1 mg/l P (más de 100.000 h.e.)	80	Espectrofotometría de absorción molecular
Nitrógeno total ⁽²⁾	15 mg/l P (10.000a 100.000 h.e.) ⁽²⁾ 10 mg/l P (más de 100.000 h.e.) ⁽³⁾	70 - 80	Espectrofotometría de absorción molecular

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

(2) Nitrógeno total equivalente a la suma de nitrógeno Kjeldahl total (N orgánico y amoniacal), nitrógeno en forma de nitrato y nitrógeno en forma de nitrito (NO).

(3) Estos valores de concentración constituyen medias anuales según el punto 3 del apartado A) del anexo III. No obstante los requisitos relativos al nitrógeno pueden comprobarse mediante medias diarias cuando se demuestre, de conformidad con el apartado A)1 del anexo III que se obtiene el mismo nivel de protección. En ese caso la media diaria no deberá superar los 20 mg/l N total para todas las muestras, cuando la temperatura del efluente del reactor biológico sea superior o igual a 12 °C. En sustitución del requisito relativo a la temperatura, se podrá aplicar una limitación del tiempo de funcionamiento que tenga en cuenta las condiciones climáticas regionales.

Tabla 14. Requisitos para vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de Aguas Residuales Urbanas (ARU), realizados en zonas sensibles cuyas aguas sean eutróficas o tengan tendencia a serlo en un futuro próximo.

Por otro lado, la Confederación Hidrográfica del Júcar establece, independientemente, pero de forma coherente con la legislación mencionada anteriormente, tiene sus propios límites de vertido, en la siguiente tabla se indican dichos límites para el caso que nos ocupa.

VALORES LÍMITE DE EMISIÓN DE VERTIDOS DE AGUAS RESIDUALES DEPURADAS		
Parámetros	Concentración (R.D.)	Límites CHJ
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO5)	25 mg/l O ₂	25 mg/l O ₂
Demanda química de oxígeno (DQO)	125 mg/l O ₂	125 mg/l O ₂
Total de sólidos en suspensión	35 mg/l	60 mg/l
Fósforo total	2 mg/l P	8 mg/l P
Nitrógeno total	15 mg/l N	
Nitrógeno amoniacal		7 mg/l N
Nitrógeno nítrico		15 mg/l N
Aceites y grasas		10 mg/l
Detergentes		2 mg/l

Tabla 15. Valores límite de emisión de vertidos de aguas residuales depuradas.

Seguridad y Salud

Este estudio no contará con un Estudio Básico de Seguridad y Salud que establece las previsiones respecto a prevención de riesgo de accidentes y enfermedades profesionales, así como las derivadas de los trabajos de reparación, conservación, entretenimiento y mantenimiento, y las instalaciones preceptivas sanitarias y de bienestar de los trabajadores.

Su objeto es proporcionar unas directrices básicas a la empresa constructora para llevar a cabo sus obligaciones en el campo de la prevención de riesgos profesionales, facilitando su desarrollo, bajo el control de la Dirección de Obra, de acuerdo con los requisitos del Real Decreto 1627/1.997, de 24 de octubre.

4. Propuesta de actuación

4.1. Descripción pretratamiento y tratamiento primario

En este punto describiremos de forma genérica los posibles procedimientos por los que el agua debería ser tratada antes de proceder a los diferentes sistemas de tratamiento secundario. Teniendo en cuenta la ampliación que ocurrirá e independientemente de las cargas contaminantes que genera Moncada III. Habría que diseñarlo de forma que estas tecnologías sean capaces de ser operativos tanto con el caudal actual como el caudal futuro para ahorrarnos previsible futuras construcciones debido al aumento del caudal.

4.1.1. Pretratamiento

Las aguas residuales urbanas antes de su depuración, propiamente dicha, se someten a una etapa de Pretratamiento, que consta de una serie de operaciones físicas y mecánicas, que tienen por objeto separar de estas aguas la mayor cantidad posible de materias (sólidos gruesos, arenas, grasas) que, por su naturaleza o tamaño, pueden dar lugar a problemas en las etapas posteriores del tratamiento.

Como paso previo al Pretratamiento, las aguas ingresan en nuestro sistema de tratamiento, que se ejecuta en cabecera de la instalación y que consiste, normalmente, en una arqueta donde conectaremos con el colector que transportan las aguas residuales a tratar de Moncada III. Esta arqueta deberá disponer de un aliviadero conectado a la línea de bypass general, con la misión evacuar el excedente de caudal cuando el influente supere el caudal máximo de diseño, o de by-pass la estación de tratamiento en caso necesario.

En las pequeñas poblaciones el Pretratamiento, suele constar de

- Desbaste
- Desarenado
- Desengrasado

Como tenemos redes separativas se puede prescindir de la etapa de desarenado y, en aquellas situaciones en que se recurre al empleo de fosas sépticas o tanques Imhoff como tratamiento primario, se puede obviar la etapa de desengrasado, siempre que el contenido en grasas de las aguas residuales sea bajo. En caso contrario (restaurantes, estaciones de servicio, etc.) se hace necesaria la implantación de una etapa previa de desengrasado.

Tras el Pretratamiento de las aguas residuales se debe proceder a la medición de los caudales influentes, al objeto de poder determinar las condiciones operativas de la estación de tratamiento y de poder evaluar los costes del tratamiento por unidad de volumen de agua depurada.

4.1.1.1. Desbaste

En las pequeñas poblaciones el desbaste es, generalmente, el primer proceso en el tratamiento de las aguas residuales (al no disponerse normalmente de pozos de gruesos), y su misión es la eliminación de sólidos de tamaño pequeño-mediano, mediante su interceptación en rejas y/o tamices.

Rejas: las rejas consisten en barras paralelas que se anteponen al flujo, con separación uniforme entre ellas, mientras que los tamices están constituidos por placas perforadas, o mallas metálicas de sección cuneiforme. Las rejas presentan una mayor luz de paso que los tamices (entre 6 mm a 60 mm frente a 1-6 mm) y se clasifican según el paso entre barrotes en:

- Rejas de gruesos: el paso libre entre los barrotes es de 20 a 60 mm (valor normal entre 20 y 30 mm). El espesor de sus barrotes oscila entre 12 y 25 mm.
- Rejas de finos: el paso libre entre los barrotes es de 6 a 12 mm (valor normal 12 mm). El espesor de sus barrotes oscila entre 6 y 12 mm.

En función de cómo se realice su limpieza, las rejas de desbaste se clasifican en:

- Rejas de limpieza manual: muy utilizadas en plantas que dan servicio a pequeñas poblaciones, van equipadas con un cestillo perforado para acumular los sólidos que son retirados de las rejas mediante el empleo de un rastrillo. El cestillo permite el escurrimiento al canal de desbaste del exceso de agua, de modo que cuando se retiran los residuos, para su disposición final, la cantidad de agua en ellos sea la mínima posible. Este tipo de rejas se instalan con una inclinación de 60º a 80º con relación a la horizontal y su longitud no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano.
- Rejas de limpieza automática: incorporan un peine rascador que, periódicamente y de manera automática, limpia la reja por la cara anterior (aguas arriba) o posterior (aguas abajo). Este peine puede activarse mediante temporizador, al superarse cierto valor establecido de pérdida de carga, o mediante un sistema combinado de temporización y pérdida de carga. Este tipo de rejas debe contar con un dispositivo limitador de par, que, en caso de bloqueo del sistema de limpieza, las deje fuera de servicio para evitar su deterioro.

Los residuos se suelen descargar a una cinta o tornillo transportador, para su envío a un contenedor. Existen tornillos transportadores que compactan los residuos extraídos, consiguiendo cierto grado de deshidratación de los mismos y minimizando, a la vez, la generación de posibles impactos olfativos.

De acuerdo con su geometría, las rejas mecánicas pueden ser rectas o curvas. A su vez, las rejas rectas pueden ser de limpieza frontal (por la cara que se enfrenta al agua residual) o de limpieza posterior. La limpieza por la cara anterior presenta el riesgo de que se depositen sólidos al pie de la reja, lo que puede originar el bloqueo del mecanismo de limpieza. Las rejas de limpieza posterior no presentan este inconveniente, pero corren el riesgo de rotura de los peines, dada la mayor longitud de los mismos, y de que los sólidos rastrillados puedan caer sobre el agua una vez pasada la reja.

Las rejas curvas, indicadas especialmente para instalaciones de tratamiento de tamaño medio y con aguas poco cargadas, son de limpieza frontal, consistiendo el sistema de limpieza en uno o dos peines montados en el extremo de un brazo que gira alrededor de un eje horizontal. Este tipo de rejas es apropiado para su instalación en canales poco profundos (0,4-2,0 m) y la altura del agua, normalmente, es un 75% de la longitud del radio

Tamices: los tamices más empleados en pequeñas poblaciones son los estáticos o autolimpiantes y los rotativos, si bien se instalan en algunas ocasiones los deslizantes y los de perfil en cuña. El paso de los tamices oscila entre 1 y 6 mm (valor normal: 3 mm).

- Tamices estáticos o autolimpiantes: en ellos la malla filtrante está formada por pequeñas barras de sección en cuña, orientadas de forma que la parte plana está enfrentada al flujo de agua, con lo que la separación entre barras en la cara de aguas arriba es menor que la de aguas abajo, al objeto de evitar obstrucciones. Como inconveniente de este tipo de tamices debe citarse la pérdida de carga que generan, que oscila entre 1,2 y 2,1 m.
- Tamices rotativos o de tambor: en este caso la malla se monta sobre un cilindro giratorio que se coloca en un canal. El agua puede circular de dos formas diferentes: Entrando por un extremo del tambor y saliendo a través de la superficie del tamiz, reteniéndose los sólidos en la parte interior del tambor. Entrando por la parte exterior del tambor y saliendo por su interior, reteniéndose las partículas de mayor tamaño que las ranuras en la superficie exterior. En este tipo de tamices la limpieza es continua, mediante el raspado del tamiz, que va girando, contra un rascador fijo. La pérdida de carga producida en este tipo de tamiz se encuentra entre 0,8 y 1,4 m.

- Tamices deslizantes: los sólidos retenidos son separados mediante bandejas horizontales, dientes u otro tipo de artilugios, colocados escalonadamente, formando una cadena sin fin. La descarga se realiza por gravedad, al girar la cadena sobre la rueda dentada de tracción. La pérdida de carga para este tipo de tamices oscila entre 0,1 y 0,4 m.
- Tamices de perfil en cuña: constan de un tambor cilíndrico instalado en el interior del canal de desbaste, con una inclinación de 35°. El agua entra en el tambor frontalmente, quedándose los sólidos retenido

Rejas de limpieza manual: muy utilizadas en plantas que dan servicio a pequeñas poblaciones, van equipadas con un cestillo perforado para acumular los sólidos que son retirados de las rejas mediante el empleo de un rastrillo. El cestillo permite el escurrimiento al canal de desbaste del exceso de agua, de modo que cuando se retiran los residuos, para su disposición final, la cantidad de agua en ellos sea la mínima posible. Este tipo de rejas se instalan con una inclinación de 60° a 80° con relación a la horizontal y su longitud no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano.

Rejas de limpieza automática: incorporan un peine rascador que, periódicamente y de manera automática, limpia la reja por la cara anterior (aguas arriba) o posterior (aguas abajo). Este peine puede activarse mediante temporizador, al superarse cierto valor establecido de pérdida de carga, o mediante un sistema combinado de temporización y pérdida de carga.

Este tipo de rejas debe contar con un dispositivo limitador de par, que, en caso de bloqueo del sistema de limpieza, las deje fuera de servicio para evitar su deterioro. Los residuos se suelen descargar a una cinta o tornillo transportador, para su envío a un contenedor. Existen tornillos transportadores que compactan los residuos extraídos, consiguiendo cierto grado de deshidratación de los mismos y minimizando, a la vez, la generación de posibles impactos olfativos.

De acuerdo con su geometría, las rejas mecánicas pueden ser rectas o curvas. A su vez, las rejas rectas pueden ser de limpieza frontal (por la cara que se enfrenta al agua residual) o de limpieza posterior. La limpieza por la cara anterior presenta el riesgo de que se depositen sólidos el pie de la reja, lo que puede originar el bloqueo del mecanismo de limpieza. Las rejas de limpieza posterior no presentan este inconveniente, pero corren el riesgo de rotura de los peines, dada la mayor longitud de los mismos, y de que los sólidos rastrillados puedan caer sobre el agua una vez pasada la reja.

4.1.1.2. *Desarenador*

Su objetivo es la eliminación de la materia de mayor densidad presente en las aguas residuales, con un diámetro superior a 0,2 mm, para evitar su sedimentación en canales, conducciones y unidades de tratamiento, y para proteger a las bombas de la abrasión. En el desarenado se logra la eliminación tanto de materia inorgánica (arenas, gravas), como de materia orgánica no putrescible (granos de café, huesos, cáscaras de huevo, etc.).

Los desarenadores se suelen colocar después del desbaste y antes del tratamiento primario, y pueden sustituirse por tamices de 2-3 mm de luz de paso, en los casos en los que el agua residual presente una DBO₅ inferior a 150 mg/l.

Existen dos tipos básicos de desarenadores:

- Desarenadores estáticos de flujo horizontal: en ellos el agua circula a su través en dirección horizontal, existiendo dos modalidades diferentes:
 - Los canales desarenadores de flujo variable: que se emplean en pequeñas instalaciones de depuración y en los que las arenas se extraen manualmente de un canal longitudinal inferior, con una capacidad para el almacenamiento de las arenas de 4-5 días.

- Los canales desarenadores de flujo constante: que mantienen una velocidad de paso fija, en torno a 0,3 m/s, independientemente del caudal que los atraviesa, con lo que se logra que sedimente la mayor parte de las partículas de origen inorgánico y la menor parte posible de las de origen orgánico (< 5% de materia orgánica). La velocidad de paso se puede mantener constante:
 - Mediante una sección adecuada de los canales: para ello la sección debe tener un perfil parabólico. Dado que en la práctica la sección parabólica es de difícil construcción, se recurre a su sustitución por una forma trapezoidal, que se aproxime a la forma teórica.
 - Colocando al final de los canales desarenadores vertederos de salida de ecuación lineal (Parshall, Sutro), en los que las variaciones de caudal se traducen en variaciones de la altura de la lámina de agua.
- Desarenadores aireados: tanques de aireación de flujo helicoidal, en los que se induce una velocidad en espiral, que se controla por la propia geometría del tanque y por la cantidad de aire suministrada

La limpieza de los desarenadores puede ser mecánica o manual. En plantas pequeñas normalmente la limpieza es manual, para lo que se diseñan generalmente dos canales en paralelo. Así, mientras uno se limpia el otro se encuentra operativo. Normalmente se dota de pendientes al fondo del canal para facilitar su limpieza.

4.1.1.3. *Desangrasado*

Tiene por misión eliminar las grasas y demás materias flotantes más ligeras que el agua. Dentro de los desengrasadores se distinguen:

- Desengrasadores estáticos: en los que se hacen pasar las aguas a través de un depósito dotado de un tabique, que obliga a las aguas a salir por la parte inferior del mismo, lo que permite que los componentes de menor densidad que el agua queden retenidos en la superficie. Su fondo es inclinado para facilitar el deslizamiento de la materia que sedimenta en el desengrasador hacia una zona de evacuación. La retirada de las grasas se lleva a cabo de forma manual, haciendo uso, generalmente, de un recoge hojas de piscina.
- Desengrasadores aireados: en ellos se inyecta aire por la parte inferior del recinto, al objeto de desemulsionar las grasas y de mejorar la flotación de las mismas. Este tipo de desengrasado, que se suele realizar de forma combinada con la etapa de desarenado, cuenta con una zona de tranquilización donde se acumulan las grasas en su superficie, de las que se retiran generalmente mediante una barredera. Por su parte, las arenas decantan en los canales dispuestos en la solera del equipo, de donde se extraen mediante una bomba centrífuga, que cuelga de un puente de vaivén y que “barre”, periódicamente, estos canales. La mezcla arena-agua, extraída por la bomba, se envía a un separador-clasificador de arenas, del que sale una corriente de arenas, que se recogen en un contenedor, y una corriente de agua que se hace retornar a cabecera de la instalación de tratamiento. Del puente de vaivén pende también una barredera, que arrastra las grasas hasta un vertedero, desde el que se canalizan hasta un concentrador de grasas. Un sistema de rasquetas retira periódicamente las grasas concentradas en la superficie de este dispositivo, recogándose en un contenedor, mientras que las aguas retornan a cabecera de la estación depuradora.

Con objeto de conseguir una mejor gestión y control de las estaciones de tratamiento de aguas residuales, es necesario llevar a cabo la medición del caudal de agua residual a la salida del pretratamiento. Siempre que sea posible, se recomienda que la estación de tratamiento cuente con un medidor de caudal dotado de totalizador.

4.1.1.4. Características del pretratamiento propuesto

- Diagrama de flujo

La instalación propuesta consta de dos canales de desbaste, dispuestos en paralelo, uno de limpieza automática y el otro de limpieza manual, a los que sigue un desarenador-desengrasador aireado. La instalación se complementa con un clasificador de arenas y un concentrador de grasas. Las aguas sobrantes de ambos elementos se conducen a la entrada de la planta de tratamiento.

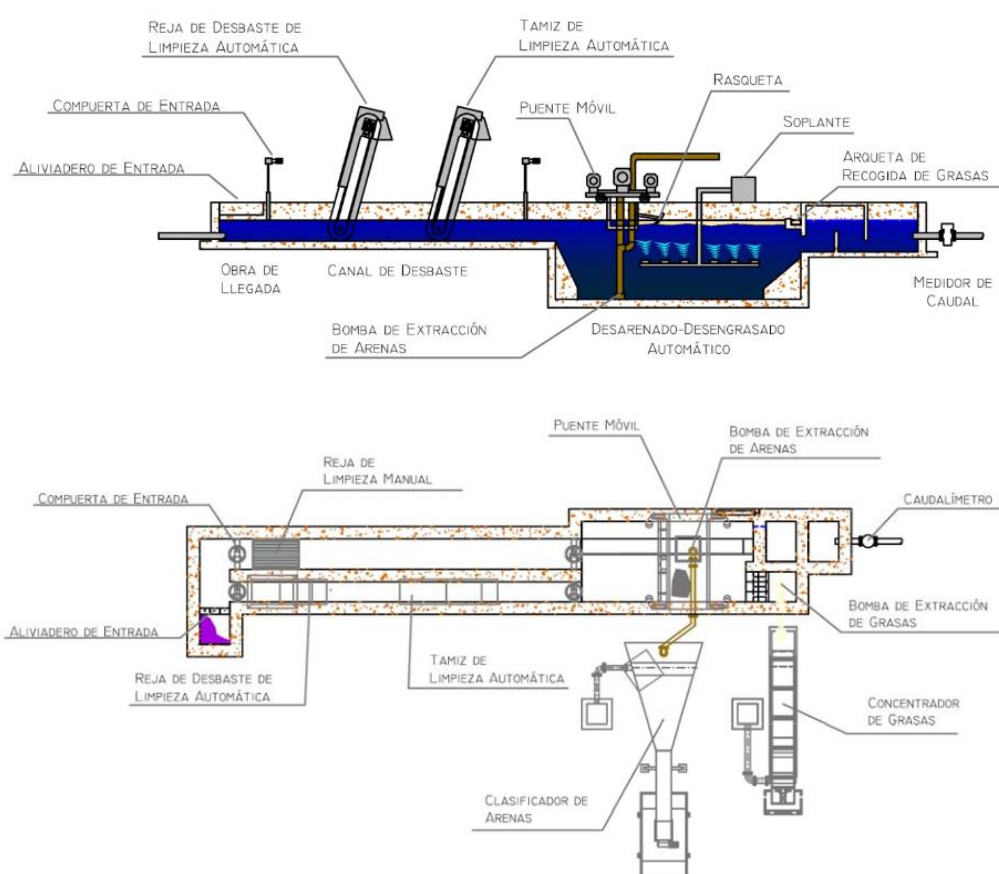


Figura 42. Planta y perfil de la etapa de pretratamiento con elementos de limpieza automática. Fuente: Ministerio de Fomento

Mientras no se amplíe Moncada III, se sugiere que el paso del agua pase tan solo por un canal de desbaste y permita la limpieza del otro canal cuando no esté en uso, de manera que cuando se multiplique el caudal debido a la ampliación del polígono industrial se ponga en funcionamiento los dos canales de desbaste.

Con relación al medidor de caudal, dada la importancia de su presencia para el seguimiento y control de la estación de tratamiento, y para la estimación de los costes por unidad de vertido tratada, se propone, que siempre que sea posible (suministro eléctrico asegurado, bien de red o mediante paneles fotovoltaicos), las estaciones de tratamiento de más de 100 h.e. dispongan de medidor de caudal en continuo, equipado con totalizador. La medición de caudal se puede realizar mediante canal Parshall con sensor de nivel, o mediante caudalímetro electromagnético.

En las instalaciones más pequeñas se pueden instalar medidores de caudal instantáneo (vertederos), dotados de regilla para la medición del caudal circulante.

- Influencia de las condiciones meteorológicas

La lluvia es el meteoro que ejerce una mayor influencia sobre las distintas etapas constitutivas del pretratamiento, en el caso de las redes de saneamiento unitarias. Por un lado, aumentando los caudales de aguas residuales que ingresan en la estación de tratamiento, lo que modifica notablemente las velocidades de acercamiento a las rejillas y de paso a su través, así como las velocidades de paso en los desarenadores de flujo variable y los tiempos de permanencia en los desengrasadores. Por otro lado, lo habitual es que en periodos de lluvias las aguas residuales transporten cantidades mucho más elevadas de objetos gruesos y de arenas.

- Rendimientos característicos

En el caso del desbaste, tanto utilizando rejillas como tamices, el rendimiento de eliminación de sólidos (detritus) es función del paso entre barrotos o pletinas, tal como se recoge en el apartado correspondiente a "Producción de subproductos".

En la Figura 43 se muestra una gráfica que relaciona el volumen de residuos retenidos, en función de los metros cúbicos de agua residual tratada y de la apertura entre barras o pletinas (Sewage Treatment Plant Design, Manual of Practice 8, WPCF).

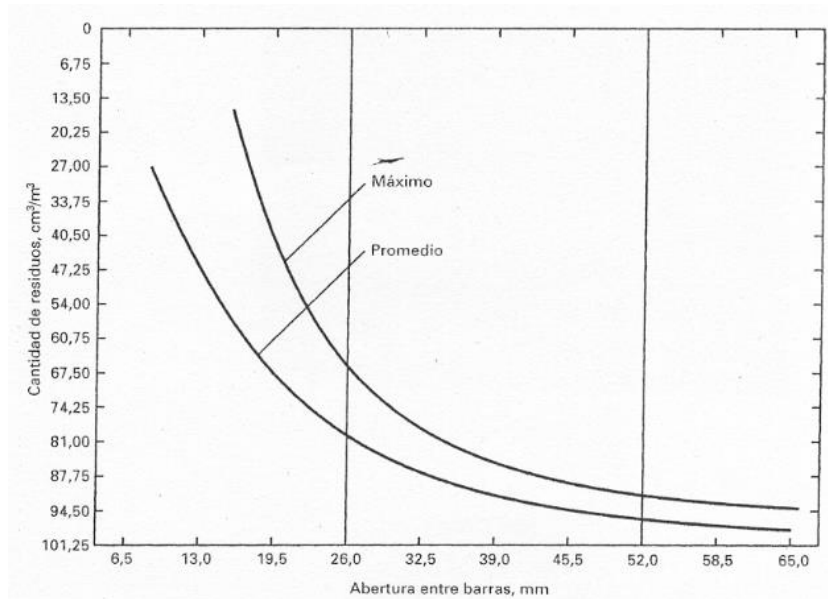


Figura 43. Volumen de residuos producidos en el desbaste. Fuente: Ministerio de Fomento

En el caso del tamizado, para tamices con luz de paso comprendida entre 1 y 6 mm se alcanzan rendimientos de eliminación de sólidos en suspensión del orden del 10-15%, del 15-25% de reducción de DBO5 y del 10-80% de eliminación de arenas.

En los desarenadores, con un buen diseño, se puede conseguir la eliminación del 90% de las arenas que arrastran las aguas residuales y, en el caso de los desarenadores aireados, se logra que el contenido en materia orgánica de las arenas sea inferior al 5%.

Por último, en los desengrasadores aireados pueden lograrse rendimientos de eliminación de grasas del orden del 80%.

- Consumo energético

La implantación de una etapa conjunta de desarenado-desengrasado aireado, precisa de la instalación de una soplante de aproximadamente 1 kW de potencia. Si se recurre a un puente de vaivén para la extracción automática, y conjunta, de arenas y grasas, el mecanismo de accionamiento de este puente precisa de un motorreductor de unos 0,2 kW, la bomba para la extracción de la mezcla arenas-agua requiere una potencia de 0,6 kW y el mecanismo de accionamiento de la rasqueta de extracción de grasas precisa de otros 0,2 kW.

Si la etapa de desarenado-desengrasado se complementa con un clasificador de arenas (para separar las arenas de la mezcla arenas-agua) y con un concentrador de grasas (para separar las grasas de la mezcla grasas-agua), cada uno de estos elementos precisa de unos 0,5 kW de potencia.

En resumen, una etapa de Pretratamiento que cuente con todos los elementos descritos, precisa de unos 4 kW para su operación.

- Producción de subproductos

En la etapa de desbaste, en el caso de redes de saneamiento unitarias y para rejillas gruesas, se estima la producción de residuos en 2-5 l/habitante * año. En el caso de rejillas finas esta producción se estima en 5-15 l/habitante * año. Para tamices con luces de paso entre 2 y 6 mm, la producción de residuos retenidos oscila entre 15 y 40 l/habitante * año.

La acumulación de arenas en la etapa de desarenado es muy variable, en función del tipo de saneamiento, de las características de la zona servida (estado de los colectores, calles pavimentadas o no, etc.), de los periodos de lluvias, etc., oscilando esta producción entre:

- Sistemas unitarios: 8 - 80 litros/100 m³ agua residual (10 - 30 l/hab.año).
- Sistemas separativos: 6 - 20 litros/100 m³ agua residual (5 - 10 l/hab.año).

No se dispone de datos que cuantifiquen la generación de residuos en la etapa de desengrasado.



Figura 44. Planta de pretratamiento compacta. Fuente: Hidro-Water

4.1.2. Tratamiento primario

Debemos tener en cuenta que la elección de esta etapa viene condicionada con la ampliación de Moncada III, pues al incrementar la superficie del polígono se prevé el triple de caudal ocasionando, por ende, el incremento de habitante equivalente.

Tecnología	Rango de población (h.e.)			
	50 – 200	200 - 500	500 - 1000	1000 - 2000
Fosa séptica	■			
Tanque Imhoff	■	■	■	
Decantación primaria	■	■	■	■
Laguna anaerobia ¹		■	■	■
Lagunaje	■	■	■	■
Humedal	■	■	■	■
Filtro de turba	■	■	■	■
Filtro de arena	■	■	■	■
Contactador biológico rotativo	■	■	■	■
Lecho bacteriano	■	■	■	■
Aireación prolongada	■	■	■	■
Reactores secuenciales ²	■	■	■	■
Biopelícula sobre lecho móvil ²	■	■	■	■

¹ La laguna anaerobia se contempla como tratamiento primario en depuradoras con tratamiento secundario posterior

² Existen pocas experiencias en España de estas tecnologías en este rango de población, por lo que se trata sólo de un rango propuesto.

Figura 45. Rango de aplicación recomendable de los diversos sistemas de depuración. Fuente: Ministerio de Fomento

Si se revisa la “Tabla 3” del presente estudio se puede ver que antes de la ampliación se tiene 1094 h.e. y en la ampliación horizonte se tendrá 3281 h.e., por lo que se decide proponer soluciones que puedan abarcar las dos situaciones. Subrayar que a pesar de que la anterior imagen (figura 45) supone que la decantación primaria no es capaz de aguantar una carga contaminante mayor de 2.000 h.e., se afirma que, tras consultar una serie de proyectos, si es capaz de soportar la carga que dará la ampliación de Moncada III si se dimensiona correctamente. Así pues, el diseño y dimensionamiento del tratamiento primario se deja en manos de la toma de decisiones del técnico o grupo de personas competentes y encargadas del proceso de construcción del tratamiento primario.

Se podría ubicar en primera instancia un tanque Imhoff pero en el futuro sería inservible pues yacería incapaz de encargarse del caudal horizonte, forzando a la construcción de otros dos tanques Imhoff dispuestos en serie.

Otra posibilidad es crear un decantador primario que sea capaz de manejar el caudal y volumen actual a recibir, en el momento de la crecida horizonte se puede construir otro decantador primario de forma que entre los dos tratamientos primarios puestos en serie sean capaces de controlar el caudal, carga contaminante y volumen de agua residual que recibirán en el futuro a causa de la ampliación del polígono industrial Moncada III.

Por otro lado, se considera la construcción directa de un solo decantador dimensionado para la capacidad de 3281 h.e. y que sea capaz de funcionar con el agua residual actual. Tal como se dijo esta decisión entrará dentro de los técnicos competentes de la obra de una posible edificación.

4.1.2.1. Decantación primaria

El objetivo de la Decantación Primaria es la eliminación de la mayor parte de los sólidos en suspensión presentes en las aguas residuales, bajo la acción de la gravedad. Por tanto, en esta etapa tan sólo se eliminarán sólidos sedimentables y materias flotantes, permaneciendo inalterables los sólidos coloidales.

Tal como se hizo en el pretratamiento este estudio se basa según el “Manual para la implantación de sistemas de depuración para pequeñas poblaciones”.

La retirada previa de estos sólidos es primordial, ya que en caso contrario originarían fuertes demandas de oxígeno en el resto de las etapas de tratamiento.

Los decantadores primarios pueden ser estáticos o dinámicos, según cuenten o no con partes mecánicas.

- Decantadores estáticos: en el tratamiento de las aguas residuales urbanas se emplean dos tipos fundamentalmente:
 - Decantadores cilindrocónicos: se utilizan para caudales pequeños (hasta 20 m³/h), en poblaciones inferiores a 2.000 habitantes.

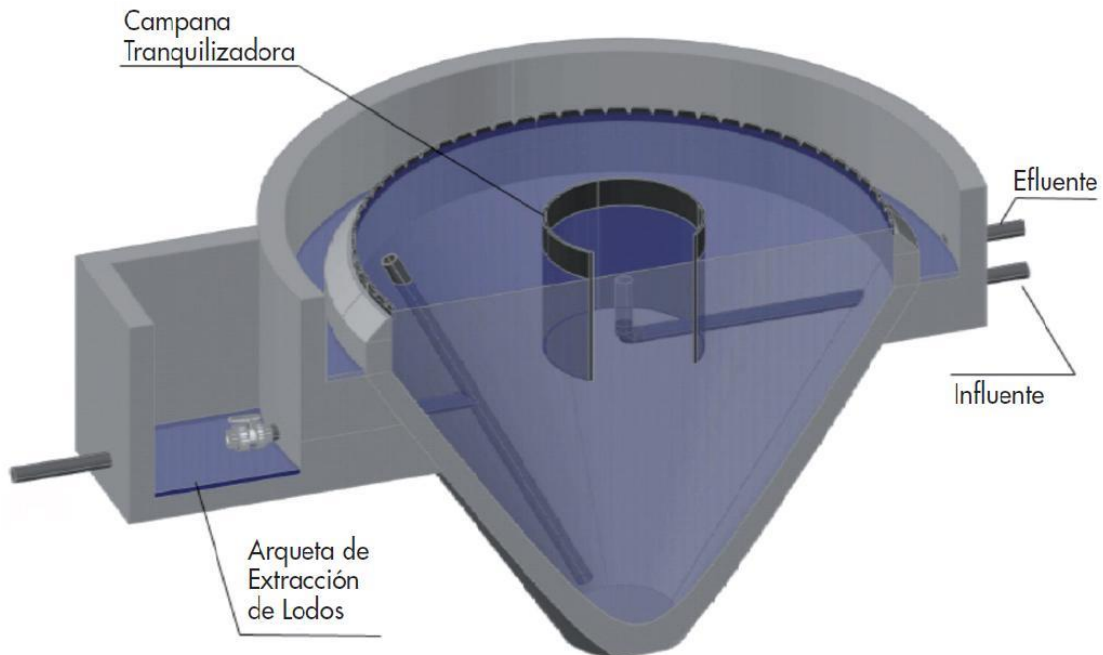


Figura 46. Esquema de un Decantador Primario cilindrocónico. Fuente: Ministerio de Fomento

- Decantadores lamelares: emplean un elemento físico (lamela), que se dispone inclinado y contra el que chocan las partículas en su recorrido de sedimentación, para deslizarse sobre ella posteriormente. De esta forma, se precisa de un menor volumen de sedimentación siendo, por tanto, más pequeños los equipos de decantación.

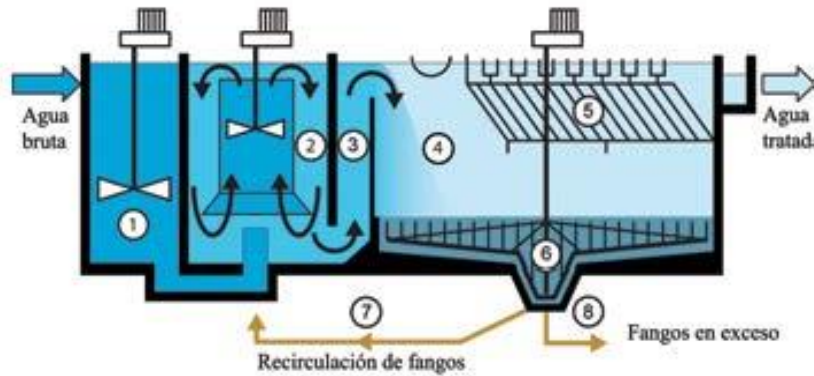


Figura 47. Esquema de un Decantador Primario lamelar con el orden del paso del agua.

Fuente: TIMSA Empresa de Técnica e ingeniería de mezclas

- Decantadores dinámicos: cuentan con elementos electromecánicos que se utilizan para recoger los flotantes y para conducir los fangos hacia la poceta de evacuación. Atendiendo a su geometría se distingue entre decantadores dinámicos rectangulares y circulares.

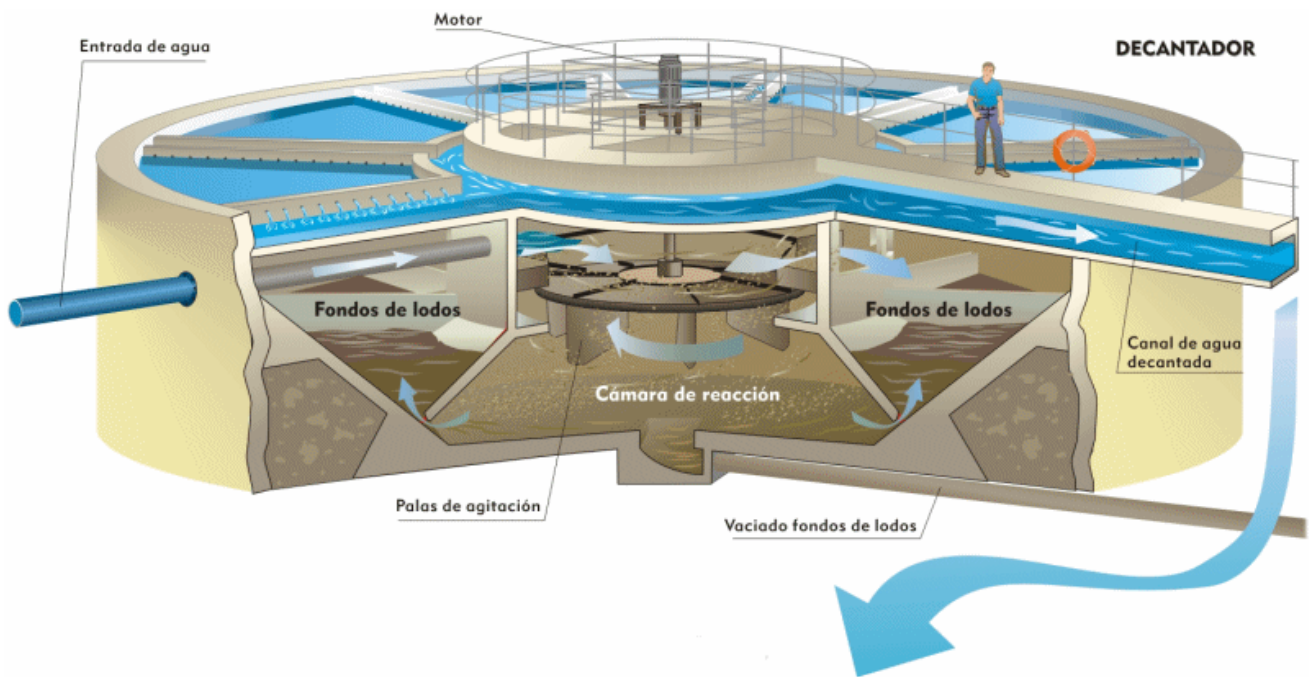


Figura 48. Esquema de un Decantador Primario Dinámico estándar circular. Fuente: Imágenes Google

En el tratamiento de las aguas residuales generadas en las pequeñas aglomeraciones urbanas, para los que se requieren unidades de decantación de menos de 5 m de diámetro, en las que se hace difícil la construcción en hormigón, se suele recurrir al empleo de decantadores estáticos cilindrocónicos construidos en materiales plásticos. No obstante, para evitar el manejo de fangos sin digerir, con frecuencia se sustituye la etapa de decantación primaria por una etapa de decantación-digestión (Tanques Imhoff), o por una Laguna Anaerobia, especialmente en las poblaciones de menos de 1.000 h.e., no siendo el caso.

4.1.2.1.1. Características del decantador primario propuesto

- Diagrama de flujo

La etapa de decantación primaria debe ir precedida de las correspondientes operaciones de pretratamiento: desbaste, desarenado y, en ocasiones, desengrasado (Figura 49). Las características de estas etapas, en función de la población servida, se recogen en el apartado dedicado al Pretratamiento, del presente estudio.



Figura 49. Diagrama de flujo de un decantador primario. Fuente: Ministerio de Fomento

- Alimentación y evacuación de los efluentes decantados

En los decantadores circulares la alimentación se realiza por el centro y la evacuación de las aguas decantadas se realiza por un canal periférico. Es de suma importancia el correcto diseño de los elementos de entrada y salida de las aguas en los decantadores, con objeto de lograr que el caudal se distribuya equitativamente en ambos elementos. De igual forma, se deben minimizar las perturbaciones que se originan por la disipación de la energía del agua a la entrada al decantador.

Para evitar perturbaciones a la entrada de las aguas a decantar, se instalan deflectores, que en el caso de los decantadores circulares de alimentación central consisten en campanas tranquilizadoras, o coronas de reparto, en cuyo interior tiene lugar la entrada del agua. El diámetro de estas campanas es del orden de 0,10 a 0,15 veces el diámetro del decantador, mientras que su altura es de 1/3 a 1/5 de la profundidad máxima del decantador

Generalmente, el elemento de salida de los decantadores primarios está constituido por un canal, al que llega el agua desde el decantador a través de un vertedero, siendo el vertedero triangular el más aplicado. El material del vertedero debe de ser aluminio o acero inoxidable. Además, debe incluirse una chapa deflectora para retener los flotantes.

- Influencia de las condiciones meteorológicas

En zonas de climas fríos, los incrementos de la viscosidad del agua producidos por las bajas temperaturas retardan la sedimentación y reducen los rendimientos de los decantadores primarios para temperaturas por debajo de 20°C.

La Figura 50 muestra la dependencia del factor multiplicador del tiempo de retención en Decantadores Primarios con la temperatura.

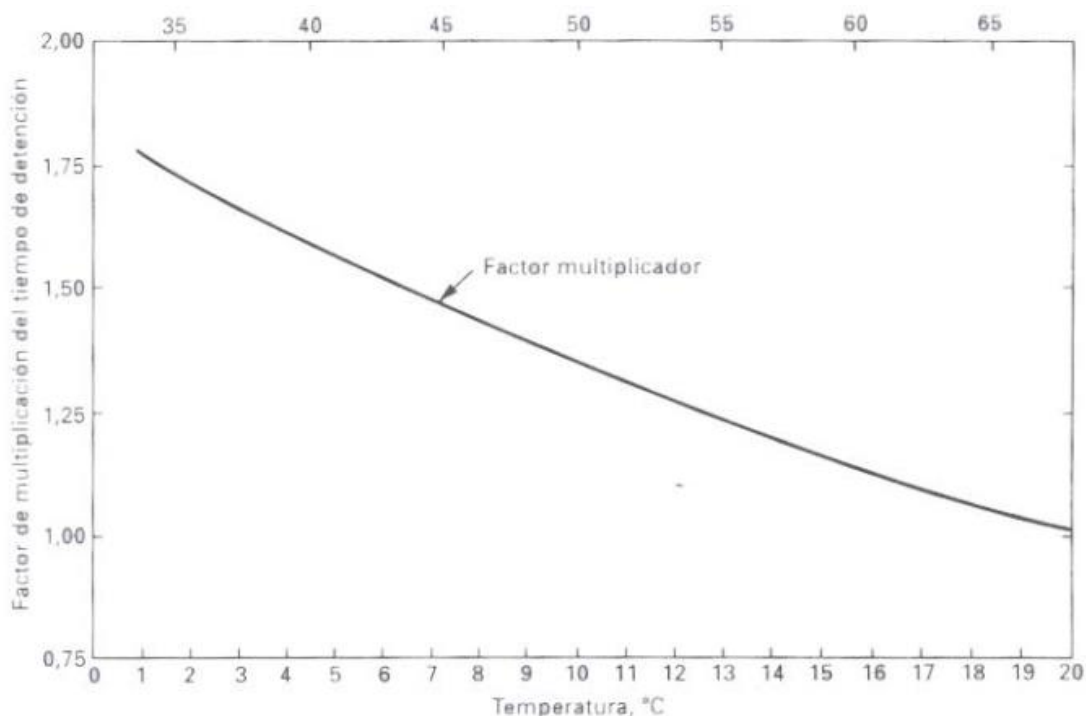


Figura 50. Variación del tiempo de decantación respecto a la temperatura en Decantadores Primarios.

Fuente: Ministerio de Fomento

Nosotros disponemos de un colector separativo, pero en el caso de saneamientos unitarios, la lluvia es el meteoro que más afecta a la etapa de decantación primaria, al incrementarse notablemente los caudales que ingresan en la estación de tratamiento, y al presentar las aguas mayores contenidos de materia en suspensión.

- Rendimientos de depuración característicos

Primero señalar que ante la capacidad de adaptación ante las puntas de caudal y de contaminación diarias la etapa de decantación requiere un dimensionamiento acorde a los caudales y cargas punta diarios que pueda recibir la instalación, porque ante una situación de sobrecarga hidráulica el rendimiento se verá afectado, al producirse el escape de sólidos en los efluentes.

Los rendimientos medios de depuración que se alcanzan con la aplicación de una etapa de Decantación Primaria se muestran en la Tabla 16, junto con las características del efluente cuando se trata un agua residual tipo (Tabla 4).

Parámetro	% Reducción	Efluente final (mg/l)
Sólidos en suspensión	60 - 65	90 - 100
DBO5	30 - 35	160 - 180

Tabla 16. Rendimientos y calidades medias de los Decantadores Primarios. Fuente: Ministerio de Fomento

- Consumo energético

Los decantadores primarios estáticos carecen de rasquetas de fondo y de superficie, por lo que el consumo energético en estas actividades es nulo.

La extracción periódica de los fangos, que se van acumulando en el fondo del decantador, salvo en casos excepcionales en los que pueda llevarse a cabo por gravedad (ver Figura 46), precisará de energía eléctrica para la operación de las bombas correspondientes. La potencia necesaria de estas bombas oscila entre 1-2 kW.

También los equipos del Pretratamiento, si son de funcionamiento automático, requerirán energía eléctrica para su funcionamiento, aunque siempre se tratará de un consumo bajo:

Se recomienda la implantación de una etapa conjunta de desarenado-desengrasado aireado, que precisará de la instalación de una soplante, de aproximadamente 1 kW de potencia. Si se recurre a un puente de vaivén para la extracción automática, y conjunta, de arenas y grasas, el mecanismo de accionamiento de este puente precisa de un motorreductor de unos 0,2 kW; la bomba para la extracción de la mezcla arenas-agua requiere una potencia de 0,6 kW y el mecanismo de accionamiento de la rasqueta de extracción de grasas y de bombeo de las misma precisa de otros 0,6 kW.

- Producción de fangos y otros subproductos

Dados los bajos de tiempos de retención con los que trabaja, la capacidad de estos elementos para hacer frente a sobrecargas hidráulicas y orgánicas es muy limitada.

En la etapa de pretratamiento se generan residuos en las operaciones de desbaste y de desarenado y, en su caso, de desengrasado. (Ver el apartado dedicado a "Pretratamientos" de este estudio).

La cantidad de fangos en exceso que se extrae en los decantadores primarios es función de la cantidad de sólidos en suspensión que se eliminan en el proceso, de acuerdo con la expresión:

$$C = Q * SS * \eta$$

donde:

- C = cantidad de fangos extraída diariamente (kg materia seca/d)
- Q = caudal de tratamiento (m³/d)
- SS = concentración de sólidos en suspensión en el agua residual influente (kg/m³)
- η = rendimiento de eliminación de sólidos en suspensión en la Decantación Primaria (en tanto por uno)

Aceptando que la densidad de los fangos extraídos es igual a la del agua, el volumen que se genera de fangos primarios viene dado por:

$$V = \frac{C}{10X}$$

siendo:

- V = volumen diario de fangos (m³/d)
- X = concentración de los fangos (%)

La concentración de los fangos primarios suele estar comprendida entre el 3 y el 5%, correspondiendo el valor más alto a tiempos de retención de fangos elevados.

De acuerdo con lo anterior un habitante equivalente generaría unos 300- 500 litros de fangos primarios al año, dependiendo de la concentración.

Los fangos primarios desprenden malos olores, presentan una elevada patogenicidad y son putrescibles, como consecuencia de su elevado contenido en materia orgánica, lo que hace necesaria su estabilización.

Normalmente, se procede a su almacenamiento temporal en un depósito de fangos hasta que son extraídos mediante camión cisterna y trasladados a una planta de mayor tamaño con línea de tratamiento de fangos.

4.1.2.2. Tanque Imhoff

Los tanques Imhoff son dispositivos que permiten un tratamiento primario de las aguas residuales, reduciendo su contenido en sólidos en suspensión, tanto sedimentables como flotantes. Generalmente se disponen enterrados y constituyen uno de los tratamientos previos más usado en los sistemas de depuración descentralizados.

Los tanques Imhoff constan de un único depósito, en el que se separan la zona de sedimentación, que se sitúa en la parte superior, de la zona de digestión de los sólidos decantados, que se ubica en la zona inferior del depósito (Figura 51). La configuración de la apertura que comunica ambas zonas impide el paso de gases y partículas de fango de la zona de digestión a la de decantación, de esta forma, se evita que los gases que se generan en la digestión afecten a la decantación de los sólidos en suspensión sedimentables.

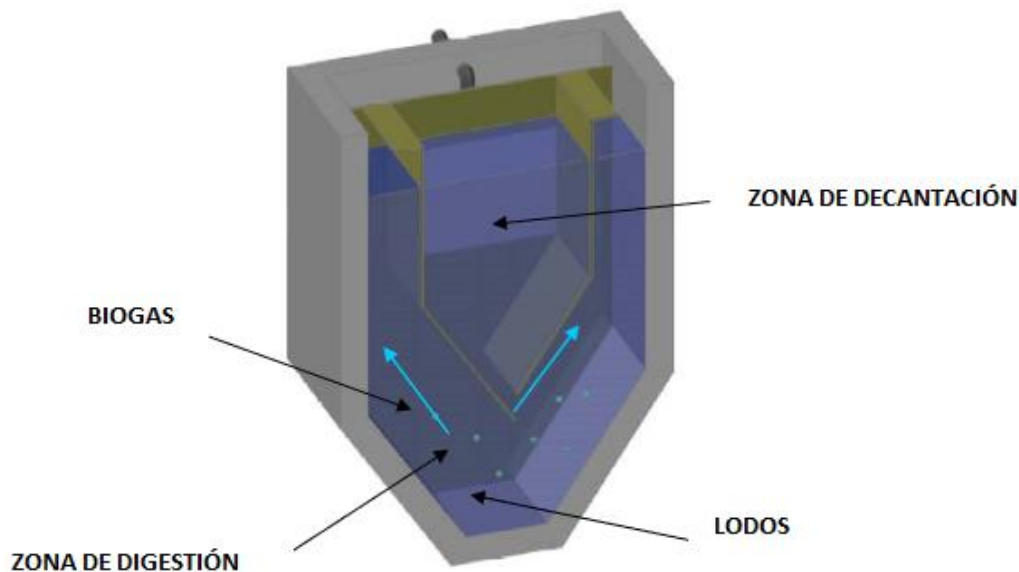


Figura 51. Esquema de un tanque Imhoff. Fuente: Ministerio de Fomento

En el funcionamiento de los Tanques Imhoff ncabe distinguir dos tipos de procesos:

- **Físicos:** bajo la acción de la gravedad se separan los sólidos sedimentables presentes en las aguas residuales (que se van acumulando en el fondo del tanque), de los sólidos flotantes, incluyendo aceites y grasas (que van formando una capa sobre la superficie líquida de la zona de sedimentación).

- **Biológicos:** la fracción orgánica de los sólidos que se acumulan en el fondo del tanque experimenta reacciones de degradación anaerobia, licuándose, reduciendo su volumen y desprendiendo biogás, mezcla de metano y dióxido de carbono, principalmente y, en mucha menor cuantía, de compuestos del azufre (ácido sulfhídrico, mercaptanos, etc.), responsables de los olores desagradables que desprenden los Tanques Imhoff.

La reducción de volumen que experimenta la materia orgánica sedimentada en la zona de digestión permite espaciar en el tiempo las operaciones de purga periódica de estos fangos.

Con relación a las fosas sépticas la principal diferencia estriba en la corta estancia de los influentes en los tanques, lo que permite la obtención de efluentes con muy bajo grado de septicidad.

4.1.2.2.1. Características de los tanques Imhoff propuestos

- Diagrama de flujo

En el caso de los Tanques Imhoff que dan servicio a viviendas individuales lo habitual es que no se disponga ninguna etapa de pretratamiento, alimentándose directamente los tanques con las aguas residuales.

Para instalaciones mayores y redes de saneamiento unitarias se recomienda la implantación de una etapa de desbaste (mediante rejas de limpieza manual o automáticas, de unos 2-3 cm de separación entre barrotos) dotada de cestillo u otro sistema para el escurrido de los residuos. El canal en el que se ubica la reja debe contar un by-pass, que actuará en caso de colmatación de la reja.

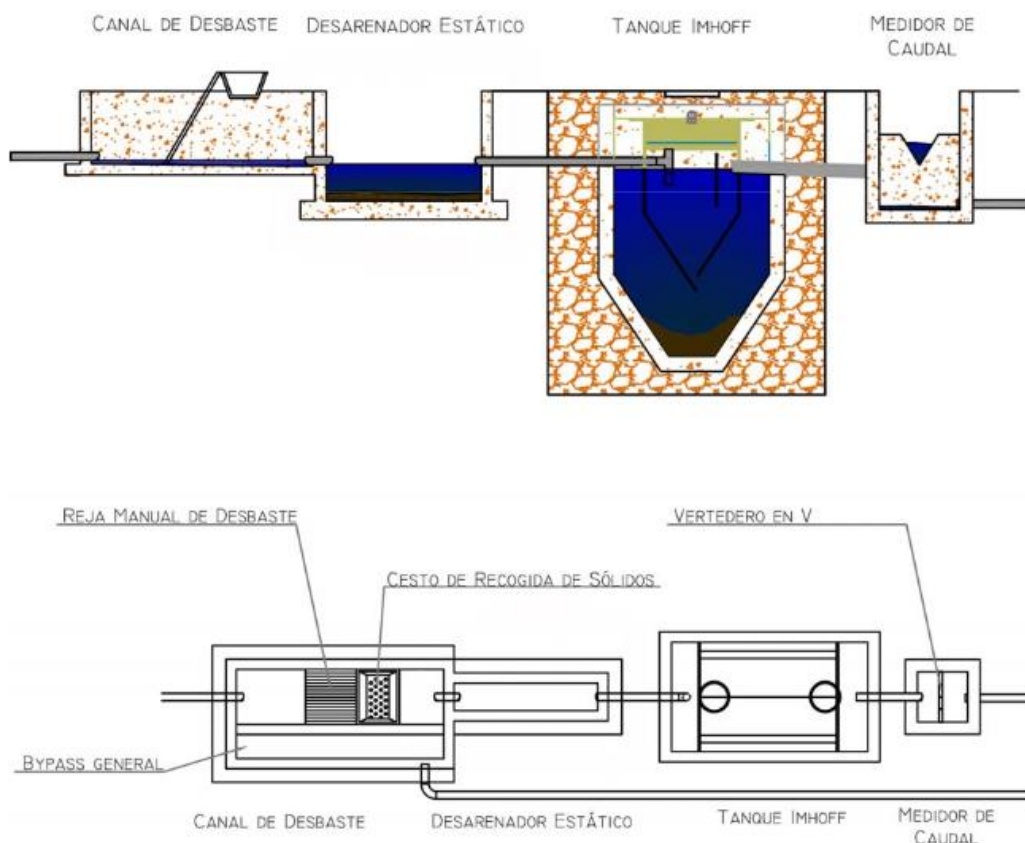


Figura 52. Diagrama de flujo en tanques Imhoff. Planta y perfil. Fuente: Ministerio de Fomento

Tras el desbaste es conveniente la implantación de un sistema limitador de caudal, para evitar sobrecargas hidráulicas. Las aguas que se alivien se conducirán a la línea de by-pass de la instalación.

En redes unitarias se recomienda además la implantación de un desarenador, que normalmente será estático y del que periódicamente se extraerán las arenas de forma manual.

Tras el tanque debe implantarse un sistema de medición de caudal, siendo lo más simple recurrir a vertederos dotados de reglilla para la determinación de los caudales instantáneos (Figura 52).

Cuando los tanques Imhoff se implanten para el tratamiento de las aguas residuales generadas en restaurantes o estaciones de servicio, que suelen contener elevadas concentraciones de grasas (de hasta 2.000 mg/l), se recomienda implantar antes del tanque un separador de grasas, con un tiempo de retención del orden de 30 minutos.

- Influencia de las condiciones meteorológicas

Al disponerse los Tanques Imhoff enterrados, su comportamiento se ve muy poco afectado por las condiciones meteorológicas reinantes, salvo por la pluviometría en el caso de redes de saneamiento unitarias. En nuestro caso, no nos afecta.

- Rendimientos de depuración característicos

Los rendimientos medios de depuración que se alcanzan con la aplicación de tanques Imhoff se muestran en la Tabla 17, junto con las características del efluente final cuando se trata un agua residual tipo (ver Tabla 4).

Parámetro	% Reducción	Efluente final (mg/l)
Sólidos en suspensión	50 – 60	100 - 125
DBO5	20 – 30	210 - 240
DQO	20 – 30	420 - 480

Tabla 17. Rendimientos y calidades medias de los tanques Imhoff. Fuente: Ministerio de Fomento

- Consumo energético

Si el agua residual llega hasta la estación de tratamiento por gravedad, los tanques Imhoff no precisan de ningún consumo energético para su funcionamiento, al carecer de equipos electromecánicos y operar habitualmente con desbastes de limpieza manual. En aquellos casos en que se recurre a su empleo como tratamiento primario de instalaciones de Lechos Bacterianos, CBR o Humedales Artificiales, y por encima de los 500 habitantes equivalentes, se recomienda que se implante un desbaste con limpieza automática, si bien la potencia requerida será muy baja, del orden de 0,5 kW.

- Producción de fangos y otros subproductos

En la etapa de Pretratamiento se generan residuos en las operaciones de desbaste y de desarenado. (Ver el apartado dedicado a “Pretratamientos” de este estudio).

Los fangos y flotantes que se van acumulando en el interior de los tanques Imhoff precisan ser extraídos periódicamente, para que el volumen útil de los mismos no se vea disminuido en exceso. La generación de fangos en los Tanques Imhoff se estima en unos 140 l/h.e. * año.

4.2. Sistema de un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal

A partir de este apartado, indicar que se apoya para definir la propuesta y análisis de la actuación, en una gran parte en una serie de documentos (entre otros) sobre humedales artificiales: “Guía práctica de diseño, construcción y explotación de sistemas de flujo subsuperficial” (Depuración con humedales construidos) redactado por Joan García Serrano y Angélica Corzo Hernández, el volumen 7 de las publicaciones de la Asociación Internacional del Agua (International Water Association, IWA) “Biological wastewater treatment series: Volume 7; TREATMENT WETLANDS” y se sigue apoyando como en los anteriores apartados en el “Manual para la implantación de sistemas de depuración para pequeñas poblaciones” del Ministerio de Fomento (Ministerio de medio ambiente y medio rural y marino).

En los humedales horizontales la alimentación se efectúa de forma continua, aunque también pueden funcionar de forma intermitente. En este tipo de humedales las aguas circulan horizontalmente, atravesando un sustrato filtrante de gravilla-grava de unos 0,4-0,6 m de espesor, en el que se fija la vegetación. A la salida de los humedales, una tubería flexible permite controlar el nivel de encharcamiento, que suele mantenerse unos 5 cm por debajo del nivel de los áridos, lo que impide que las aguas sean visibles.

Los humedales de flujo horizontal operan fundamentalmente en condiciones anaerobias, produciendo efluentes con ausencia de oxígeno disuelto y, por tanto, con un potencial redox negativo, y operan con tiempos de retención hidráulica de varios días.

Es importante que el lector tenga en cuenta que un sistema basado en un único humedal horizontal permite eliminar la materia en suspensión y la DBO de forma eficaz y por debajo de los límites de vertido habituales. En el caso de que se desee alcanzar una reducción de nitrógeno significativa es necesario completar el sistema con más unidades de tratamiento (por ejemplo, otros humedales o lagunas). Si se quiere lograr que los rendimientos de eliminación de fósforo y microorganismos indicadores de la contaminación fecal sean significativos, se debe dotar a los humedales (sean horizontales o verticales) de unidades de proceso adicionales.

4.2.1. Diagrama de flujo

Tras el tratamiento primario debe implantarse un sistema de medición de caudal, dotado de totalizador.

El correcto diseño y funcionamiento de la etapa de tratamiento primario son básicos para el buen funcionamiento de los humedales de flujo subsuperficial, al basarse éstos en el flujo de las aguas a tratar a través de un sustrato filtrante y al objeto de minimizar los riesgos de colmatación de dicho sustrato.

En el caso de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal (HAFSSH) los efluentes del tratamiento primario alimentan de forma continua (o intermitente) al humedal.

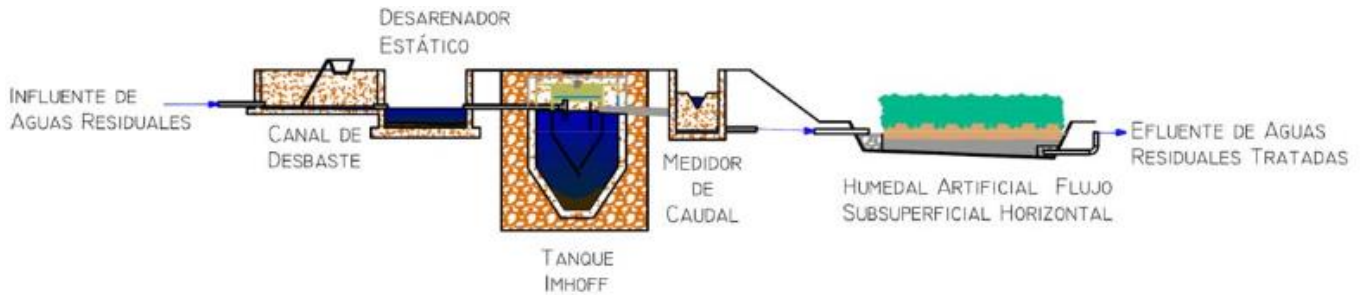


Figura 53. Diagrama de flujo Humedales Artificiales de Flujo Subssuperficial Horizontal. Fuente: Ministerio de Fomento

4.2.2. Sistemas de distribución y recogida

El objetivo de los sistemas de distribución y recogida es fundamentalmente garantizar una buena distribución y recogida del agua, respectivamente. Si el caudal no se reparte equitativamente en todo el ancho del sistema se generarán zonas muertas, circuitos preferentes, y lo que es más grave, mayor riesgo de colmatación en la zona donde se vierta mayoritariamente el agua.

El caudal de agua procedente del tratamiento previo deberá dividirse equitativamente en correspondencia con el número de celdas que tenga el sistema. Esto se realiza en arquetas en las que se encuentran aliviaderos. Estas arquetas pueden ser construidas mediante elementos prefabricados o pueden ser armadas in situ.

En la Figura 54 se muestra un esquema de una arqueta de distribución. Como norma general las arquetas deben ser suficientemente grandes para permitir de forma cómoda su limpieza. La tapa deberá ser metálica o de polietileno, y perforada para permitir la expulsión de gases y una rápida inspección visual, además debe ser resistente al ataque ácido. La tapa debe soportar como mínimo el peso de dos personas. Las dimensiones de ésta deben ser como mínimo de 0,7 x 0,7 m.

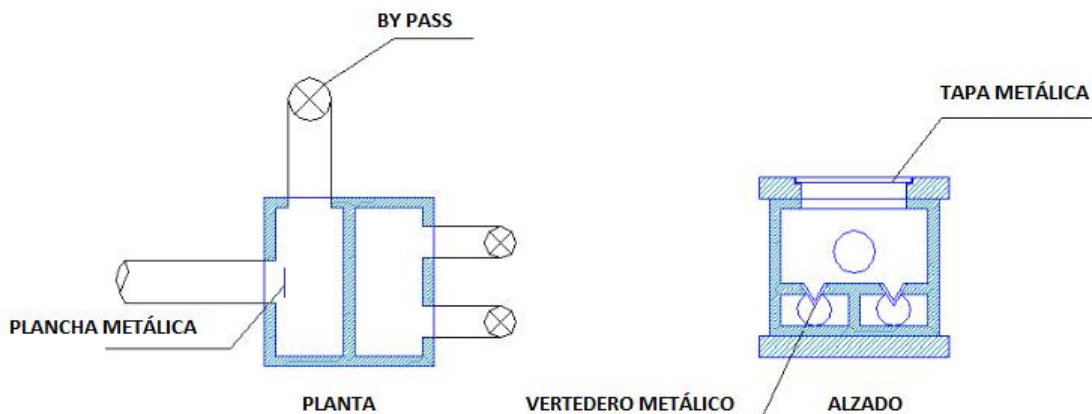


Figura 54. Esquema de una arqueta de distribución. Fuente: Depuración con humedales construidos (García y Corzo, 2008)

El agua procedente del tubo de entrada se encontrará con un deflector (disipador de energía) que puede consistir en una chapa metálica o una pared de ladrillos colocada perpendicular al flujo y que tiene como objetivo reducir la velocidad del agua en la arqueta y evitar circuitos preferenciales en ésta. Dependiendo de la velocidad del agua quizá será necesario colocar 2 o más deflectores. Los vertederos se construirán en forma de chapa metálica mecanizada o una pieza de plástico resistente al ataque ácido lo que permitirá que estén perfectamente alineados. Habrá tantos vertederos como celdas. La chapa se instalará perfectamente recta de manera que se evitarán reparticiones diferenciales. El tiempo de retención del agua en las arquetas no es un parámetro clave, pero debe ser el mínimo posible (del orden de 15 a 45 s). Las separaciones entre las estructuras interiores de las arquetas deben ser suficientes para ser accesibles a los tubos de succión de un camión cisterna (como mínimo 0,2 m).

En la Figura 55 se muestra una imagen de una arqueta durante su construcción. La tapa se ha levantado para poder observar el interior. Cuando el agua entra se encuentra con una pared perpendicular de ladrillos que actúa de deflector. El agua atraviesa la pared a través de los agujeros de los ladrillos y llega hasta una chapa metálica con tres vertederos que dividen equitativamente el caudal en tres partes. En el momento en que se tomó esta imagen todavía no se habían conectado los tubos de entrada y salida.



Figura 55. Arqueta de repartición durante su construcción.
Fuente: Depuración con humedales construidos (García y Corzo, 2008)

Los tubos que conducen el agua desde las arquetas hasta las celdas deben tener a la salida de la arqueta una válvula para cerrar las conducciones durante operaciones de mantenimiento. Cuando se cierran éstas válvulas el agua circula por un paso alternativo (by-pass), sin pasar por los humedales.

Las tuberías de un sistema de humedales lógicamente deben tener un diámetro que permita transportar el caudal necesario en cada caso. Como norma general las tuberías deben funcionar como máximo con una altura de lámina de agua igual a un 70-75% del diámetro de la tubería, para intentar lograr que el flujo sea en lámina libre. Los diámetros utilizados por tanto varían en función del caudal, siendo recomendable que la velocidad de circulación no sea mucho menor de 1 m/s. Aunque depende del tamaño de cada instalación, en general se intentará utilizar diámetros de como mínimo 100 mm (para evitar obstrucciones). Sólo en instalaciones muy pequeñas (saneamiento autónomo) es aconsejable usar diámetros menores.

A continuación de los vertederos, el agua llega a cada una de las celdas en que está constituido el sistema de humedales a través de lo que se conoce como zona de entrada. Después de circular por el humedal, el agua se evacua por lo que se denomina zona de salida. En la Figura 56 se muestra un esquema de las zonas de entrada y salida. La zona de entrada está constituida por dos elementos: un sistema de vertido y una franja de material granular de gran tamaño (>100 mm de diámetro) situada ya propiamente dentro de la

celda. Estos elementos tienen como objetivo que el agua se reparta uniformemente en la cabecera de cada celda.

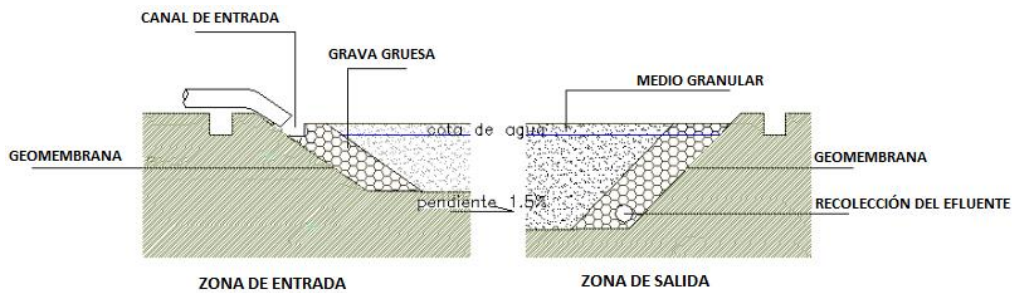


Figura 56. Zona de entrada y salida en un humedal de flujo subsuperficial horizontal.
Fuente: Depuración con humedales construidos (García y Corzo, 2008)

En muchos sistemas de humedales la repartición del agua afluente se ha realizado convencionalmente con tuberías perforadas asentadas sobre el medio granular. No obstante, se desaconseja este tipo de estructura, ya que consolidaciones diferenciales de la tubería de entrada afectan su nivelación y acaban vertiendo más por un lado que por otro. En sistemas pequeños con una anchura menor de 20 m una buena solución es dividir el caudal en una arqueta y verter el agua mediante tuberías directamente sobre la celda. Los puntos de vertido deben estar separados entre sí un máximo de 3 m. Por otro lado, en sistemas de mayores dimensiones la solución que ofrece mayores garantías es la de construir un canal con vertederos que distribuyen el agua de forma homogénea en todo lo ancho de la celda. El canal se construye en hormigón y los vertederos consisten en piezas metálicas o de plástico.



Figura 57. Canal de vertido en un humedal de flujo horizontal.
Fuente: Depuración con humedales construidos (García y Corzo, 2008)

En la Figura 57 se muestra una imagen de un canal de vertido. A la izquierda del canal se ven unas planchas que se colocan encima del canal y que se apoyan sobre un cordón metálico existente a ambos lados del

canal. Esta estructura permite que el canal esté parcialmente tapado; sólo cuando se procede a su limpieza se destapa. El agua una vez en el interior del canal rebosa por un vertedero continuo y cae encima de una pequeña rampa de hormigón hasta alcanzar la franja de material granular de gran tamaño. En la imagen esta franja se puede diferenciar bien respecto del resto del material granular. Cuando se tomó la imagen recientemente se había podado la vegetación.

La franja de material granular de gran tamaño (compuesta de rocas de más de 100 mm de diámetro) de la zona de entrada está nivelada con el resto del medio granular y se caracteriza por tener una elevada conductividad hidráulica. Esta franja debe construirse a lo largo de los primeros 2 m del humedal y no se planta; de hecho, debe mantenerse libre de vegetación para evitar posibles colmataciones. En la Figura 58 puede observarse una franja perfectamente visible por estar exenta de vegetación. Nótese un cierto encharcamiento en la parte inferior de la imagen. En este caso el sistema de vertido estaba constituido por una tubería perforada que se enterró bajo las rocas.



Figura 58. Franja de material granular de gran tamaño en la zona de entrada de un humedal de flujo subsuperficial horizontal.
Fuente: Depuración con humedales construidos (García y Corzo, 2008)

La zona de salida está constituida también por dos elementos: un sistema de recogida y una franja de material granular de gran tamaño situada en el tramo final de la celda. Esta franja tiene las mismas características que la franja que hay en la zona de entrada.

El sistema de recogida consta de una tubería de drenaje y una arqueta de salida. La tubería de drenaje está perforada para permitir el paso del agua, pero no del árido de gran tamaño. Existen tuberías de drenaje en el mercado con ranuras totales (en todo su perímetro, 360°), parciales (en un arco de 220°) o miniranuradas (ranuras en un arco de 108°). También se puede obtener una tubería de drenaje taladrando una tubería convencional (agujeros por ejemplo de 5 mm). En cualquier caso, la tubería de drenaje se coloca sobre el fondo de la celda y se conecta a un tubo que atraviesa el talud hasta llegar a una arqueta donde la conducción termina en forma de "L" invertida; la altura a la que se coloque el extremo superior de esta conducción permite controlar el nivel de agua dentro de la celda (Figura 59).

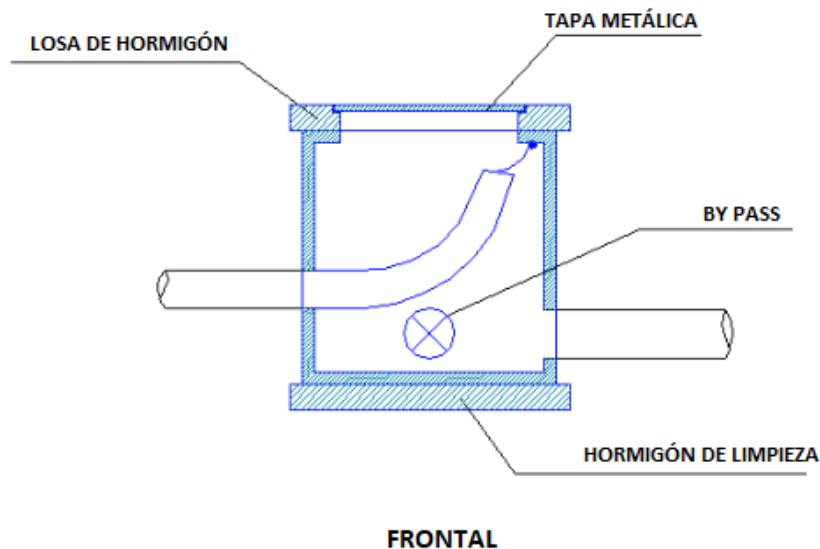


Figura 59. Arqueta de salida de un humedal de flujo subsuperficial horizontal.
Fuente: Depuración con humedales construidos (García y Corzo, 2008)

La arqueta de salida debe construirse con unas dimensiones que permitan una fácil limpieza. El final de la conducción de drenaje consiste normalmente en tubos flexibles cuya altura se puede regular por medio de cadenas o hilos que van cogidos a la pared de la arqueta. Alternativamente puede ser un tubo rígido conformado por anillos que se pueden enroscar y desenroscar según el nivel de agua deseado. Nótese que esta conducción debe permitir el vaciado total de la celda si en algún momento es necesario. Además, esta conducción debe ser de buena calidad o por el contrario en poco tiempo acaba rompiéndose en la zona curva de la "L" invertida. Con frecuencia los pasos alternativos (by-pass) del sistema van frecuentemente a parar a la arqueta de salida, y de ahí al medio receptor.

4.2.3. Medio granular

El medio granular propiamente del humedal está delimitado por las zonas de entrada y salida. Éste debe estar limpio (exento de finos) ser homogéneo, duro, durable y capaz de mantener su forma a largo plazo. Además, debe permitir un buen desarrollo de las plantas y del biofilm. Los materiales graníticos con diámetros medios de alrededor de 5-6 mm ofrecen muy buenos resultados.

En los sistemas horizontales, clásicamente el medio granular se ha proyectado con un espesor de 0,6 m, de manera que, si el agua queda 5 cm por debajo del nivel del medio, resulta que la profundidad del agua es de 0,55 m. No obstante, investigaciones recientes indican que humedales con profundidades medias de agua de 0,3 m y espesores de medio granular de 0,35m ofrecen muy buenos resultados. Además, en este caso se pueden alcanzar reducciones del 60% de nitrógeno.

4.2.4. Impermeabilización

La impermeabilización de la celda tiene como objetivo asegurar la contención de las aguas en el interior de las celdas evitando así infiltraciones que puedan contaminar las aguas subterráneas. La impermeabilización se realiza en los taludes de la zona de entrada, de salida de los laterales y del fondo de la celda.

Dependiendo de las condiciones locales puede ser suficiente una adecuada compactación del terreno. En otros casos será necesario realizar aportaciones de arcilla o utilizar geomembranas. Aunque es menos habitual también se pueden usar capas de bentonita, asfalto o tratamientos químicos que eviten infiltraciones al terreno pero que, a su vez no produzcan efectos negativos en ningún elemento de los humedales.

Las capas de arcilla se disponen de forma que se alcance una permeabilidad inferior a 10⁻⁶cm/s. En la mayoría de sistemas de humedales se han instalado láminas sintéticas de caucho EPDM (etileno propileno dieno monómero), de PVC o de polietileno de alta densidad. En el mercado se pueden encontrar láminas con espesores que suelen oscilar entre 1 mm y 2 mm. La experiencia indica que la utilización de espesores cercanos a 1mm, dan buenos resultados. No obstante, cada caso debe ser evaluado en particular. El método más utilizado para anclar las geomembranas se basa en utilizar una zanja periférica, que consiste en una excavación a un metro de la cresta del talud, con unas dimensiones mínimas de 0,3 × 0,3 m en la cual se fija la lámina mediante el relleno de la propia zanja.

Dependiendo de las características del terreno y del tipo de geomembrana puede ser necesario protegerla exteriormente con un geotextil. También puede ser necesario protegerla interiormente con otro geotextil si el material granular es de más de 5 mm de diámetro y tiene aristas (se habla de tipo sándwich en este caso al haber geotextil interno y externo). Los requerimientos de geotextiles y de sus características deben ser determinados a partir de los estudios geotécnicos y para ello es recomendable consultar con una empresa especialista en geomembranas.



Figura 60. Operarios instalando una geomembrana. Fuente: Impermeabilización Total S.A.C. (Imagen Google)

4.2.5. Plantación

En general se obtienen buenos resultados con plantaciones monoespecíficas de carrizo (*Phragmites australis*), espadaña (*Typha latifolia* o *T. angustifolia*) o juncos (*Scirpus lacustris*). No es necesario utilizar especies diferentes en una misma instalación ya que la eficiencia del sistema no se ve muy afectada. En Europa la planta más utilizada es el carrizo, con densidades de plantación de 3 ejemplares por metro cuadrado.

La plantación puede realizarse de plántulas que han sido previamente cultivadas en vivero o bien de rizomas que se obtienen de otros sistemas de humedales construidos o de humedales naturales (en estos dos últimos casos será necesario disponer de los permisos adecuados).

Es muy común cuando se plantea un proyecto de humedales que los promotores muestren una cierta desconfianza sobre el éxito del crecimiento de los vegetales plantados. No obstante, estas plantas si tienen agua, luz y nutrientes crecen muy rápido y dan muy buenos resultados. Hay que vigilar la luz ya que suelen ser plantas que necesitan un buen grado de insolación. Salinidades extremas (muy superiores a las que se encuentran normalmente en las aguas residuales urbanas) también pueden afectar a su crecimiento, aunque en general son bastante tolerantes a la salinidad.



Figura 61. Diferentes tipos de plantas aplicables a humedales con buen rendimiento. Fuente: Imagenes Google

4.3. Sistema de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical

Los sistemas de flujo vertical aparecieron como un desarrollo lógico de los sistemas horizontales con el objetivo de mejorar su eficiencia, sobre todo para potenciar la nitrificación. Éstos se diseñan con flujo intermitente, es decir, tienen fases de llenado, reacción y vaciado, lo que les confiere propiedades muy diferentes respecto a los sistemas horizontales. La intermitencia en la alimentación mejora mucho la transferencia de oxígeno y por tanto el medio granular se encuentra en condiciones más oxidadas si se compara con lo que se observaría en un sistema de tipo horizontal. Esto permite que los sistemas verticales puedan operar con cargas superiores a las de los horizontales (entre 20 y 40 g DBO/m² * día) y por tanto ocupan menor espacio para tratar un mismo caudal. Esto ha provocado un interés creciente por estos sistemas, siendo los que en la actualidad más se están aplicando, muchas veces en combinación con humedales horizontales para dar lugar a los llamados sistemas híbridos. El problema de la colmatación hay que vigilarlo mucho en los sistemas verticales dado que operan a cargas mayores. Un inconveniente de los sistemas verticales es que suelen tener mucha pérdida de carga con lo que frecuentemente requieren de bombeos.

Los humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical (*HAFSSV*) clásicamente constan de dos o más etapas en serie. Las configuraciones más habituales son dos sistemas verticales seguidos o bien uno vertical seguido de otro horizontal (sistema híbrido). El lector debe tener en cuenta que con sistemas de tipo vertical o híbridos es posible eliminar más de un 90% de la materia en suspensión, de la DBO y del nitrógeno. Si se requiere eliminar nitrógeno, los sistemas verticales son especialmente indicados.

Pese a operar con cargas superiores, imperan condiciones aerobias, dando lugar a efluentes oxigenados y libres de olores con tiempos de retención de tan sólo de unas horas.

Se recomienda al lector leer el apartado [4.2.] para completar aspectos técnicos de los humedales verticales puesto que son similares o idénticos a los horizontales (por ejemplo, diámetros de tuberías, impermeabilización y plantación).



Figura 62. Fotografía del humedal artificial de Carrícola. Fuente propia.

4.3.1. Diagrama de flujo

Se requiere que la alimentación a los mismos se efectúe de forma intermitente, recurriéndose al empleo de sifones cuando la topografía del lugar lo permite (Figura 63), o a bombeo controlado por boyas de nivel o temporizador.

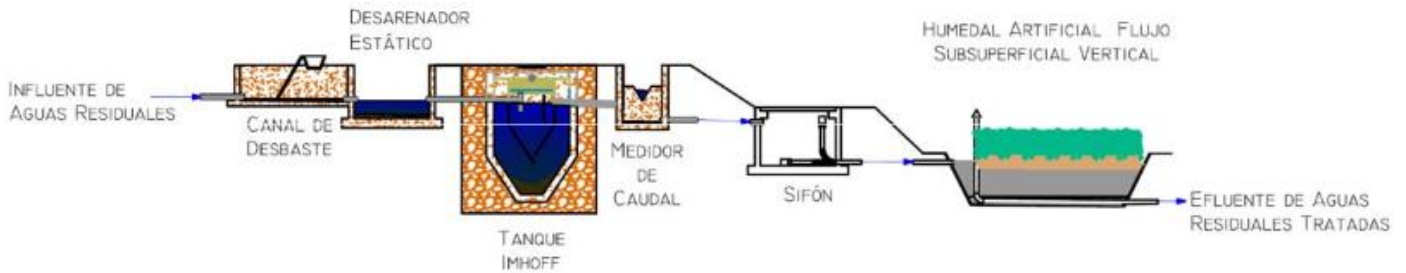


Figura 63. Diagrama de flujo Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical. Fuente: Ministerio de Fomento

4.3.2. Sistemas de distribución y recogida

Los humedales verticales requieren de una arqueta de distribución que permita la rotación de las celdas mediante un sistema de válvulas que puede ser de tipo automático o manual. En este último caso los operarios deberán ser los encargados de abrir y cerrar las válvulas.

La dosificación de agua se realiza en 4-6 pulsos diarios. En los sistemas con bombeo no hay ningún problema para que el agua llegue a la arqueta (por ejemplo, desde una fosa séptica) y se dosifique a pulsos. En los sistemas que funcionan por gravedad los pulsos se obtienen mediante la utilización de sifones que pueden estar instalados en la propia arqueta de distribución. No obstante, para que el sifón funcione debe haber suficiente diferencia de cota entre la salida de la arqueta y la superficie de los humedales. Es muy importante que durante la fase de puesta en marcha se compruebe que los sifones funcionan.

El sistema de vertido está constituido por redes de tuberías perforadas con disposición lineal o radial que tienen como objetivo distribuir homogéneamente el agua en toda la superficie de la celda (Figura 64). Estas tuberías están asentadas sobre la superficie del medio granular. En climas fríos se suelen colocar enterradas en el medio granular entre 0,05 y 0,1 m por debajo de la superficie con el fin de evitar la congelación.

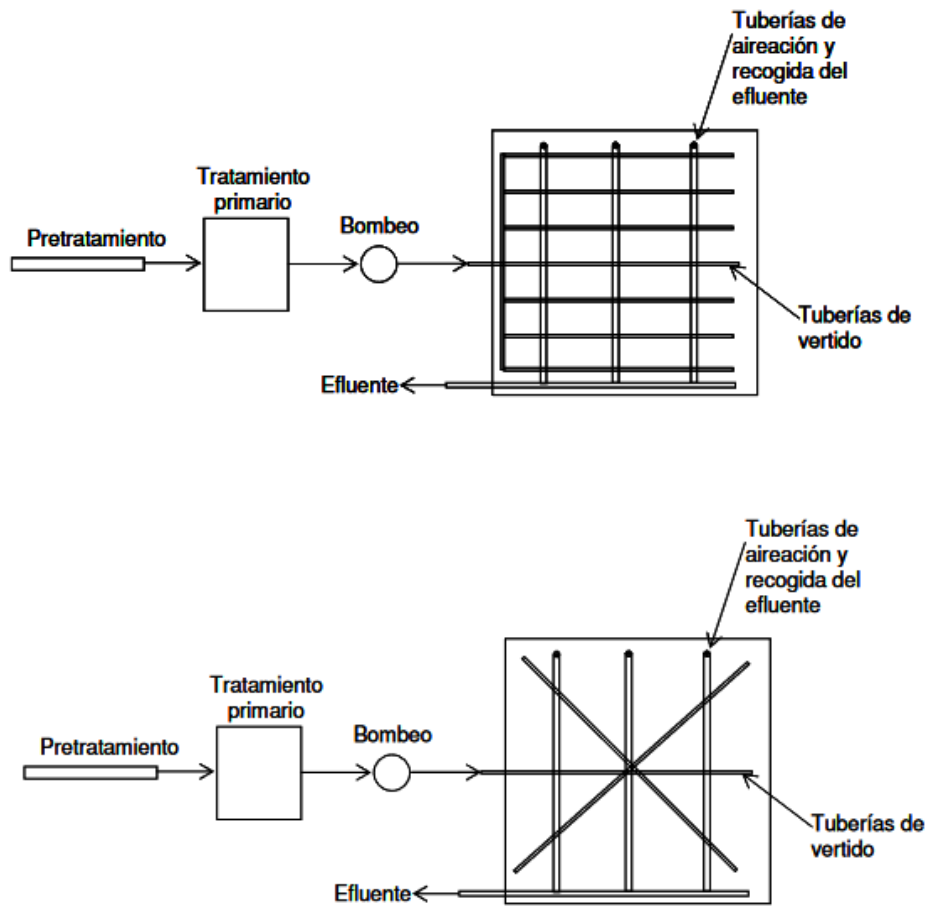


Figura 64. Esquema en planta de humedales verticales con sistema de vertido lineal y radial.
Fuente: Depuración con humedales construidos. (Adaptado de O'Hogain (2004)), (García y Corzo, 2008)

El sistema de recogida también consiste en una red de tuberías perforadas pero que en este caso está situada sobre el fondo de cada una de las celdas. Las tuberías se cubren con una capa de gravas gruesas (2 a 20 cm) que evita que el medio granular entre dentro de las tuberías por las perforaciones.

4.3.3. Medio granular

La profundidad del medio granular de los sistemas verticales oscila entre 0,5 y 0,8 m, y el resguardo suele ser de 0,5 m. Se puede utilizar una distribución del medio granular como la que se ilustra en la Figura 65.

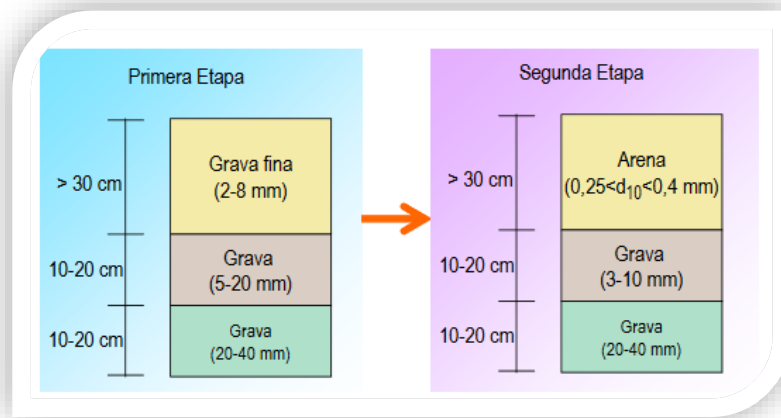


Figura 65. Distribución en profundidad de las capas de medio granular en un sistema de humedales verticales de dos etapas.
Fuente: Depuración con humedales construidos (García y Corzo, 2008)

En el medio granular se suelen insertar tuberías verticales de aireación que sirven para mantener aireadas las capas más profundas del medio. De esta manera se mejoran y favorecen los procesos de degradación aeróbica y la nitrificación. En general se recomienda la instalación de 1 tubería por cada 4 m².

El funcionamiento de los humedales verticales se realiza de la siguiente manera: durante 2 días se va alimentando y luego se permite una fase de reacción de 4 días tras la cual se vacía el sistema. En un desarrollo reciente conocido como sistemas verticales compactos no se opera con fase de reacción, si no que el agua va entrando y saliendo de forma continuada.

4.4. Sistema de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “sistema francés”

En Francia, alrededor de 1990 se creó un tratamiento especial de flujo vertical con humedales artificiales de flujo subsuperficial para aguas residuales crudas llamado "sistema francés". Un aspecto muy interesante de este sistema es que el pretratamiento es parte de este sistema, pero no genera lodos, no libera biogás ni provoca costos adicionales para su mantenimiento, sin embargo, es altamente eficiente y por lo tanto es ideal para comunidades que tienen suficiente espacio para implementar el sistema.

La siguiente descripción de los humedales de flujo subsuperficial “sistema francés” (*HAFSSF*) utilizados en dos etapas se basa principalmente en una publicación de Molle (2005).

La primera etapa del sistema francés es un *HAFSSV*, pero con grava de lecho filtrante, la cual ha sido diseñado para el pretratamiento del agua residual cruda. Las aguas residuales pueden pasar o no previamente por cribas o rejas, para separar los sólidos más grandes, y luego ser bombeadas a la superficie del primer humedal a través de tuberías de distribución de aproximadamente de 100mm de diámetro. Las cuales están abiertas para descargar las aguas residuales crudas en diversos puntos y distribuir las directamente en la superficie del lecho. Acá los sólidos se acumulan y se oxidan en contacto con el oxígeno del aire, mientras el líquido filtra hacia el fondo del humedal para seguir su tratamiento. El líquido pretratado pasa en la segunda etapa, a un *HAFSSV* “convencional” con arena gruesa como lecho filtrante.

Molle (2005) recomienda dividir la superficie de la primera etapa del tratamiento de en tres compartimentos sin dependientes o construir tres humedales separados. Para la segunda etapa recomienda la construcción de dos humedales separados (o alternativamente dividir la superficie en dos compartimentos independientes) como se puede ver en la Figura 66.



Figura 66. Sistema Francés para 800 PE, de izquierda a derecha: tres HFV (filtros) para el pretratamiento y dos HFV para el tratamiento secundario en Albondón, España. La planta no necesita suministro de electricidad, ya que está construida en pendiente. Fuente: Agencia de Cooperación Internacional de Alemania, GIZ. Programa de Saneamiento Sostenible ECOSAN (foto T. Burkard, AKUT, 2005).

Los 3 compartimentos o humedales de la primera etapa se operan en alterno para controlar el crecimiento de la biomasa, mantener las condiciones aerobias en el lecho y permitir que el lodo se seque. Cada

compartimento o humedal recibe todas las aguas residuales durante 3-4 días, y luego descansa durante 6-8 días, mientras que los otros compartimentos o humedales son utilizados.

Este sistema es una opción interesante para pequeñas comunidades, ya que es sencillo y de bajo costo. Evita las desventajas de los pretratamientos convencionales, es decir la producción de lodos primarios y las emisiones de biogás. El sistema francés se ha utilizado desde hace más de 20 años, y existen cerca de 500 humedales de este tipo en Francia. También ahora algunas de estas plantas son usadas en Alemania, Portugal y España.

Se recomienda al lector leer el apartado [4.2.] para completar algunos aspectos técnicos de los humedales sistema francés puesto que son similares o idénticos a los horizontales (por ejemplo, diámetros de tuberías, impermeabilización y plantación). Además, al tratarse de una versión de humedales artificiales verticales se recomienda completar la lectura con el apartado [4.3.] que define el maniobrar de los sistemas de recogida y distribución y medio granular.

4.4.1. Diagrama de flujo

En el dimensionamiento del Sistema Francés para el tratamiento de aguas residuales municipales Molle (2005) recomienda:

- Para la primera etapa del pretratamiento: 1,2 m²/PE (equivalente a una carga promedio de 100 g DQO/m²/d, 50g de SST/m²/d, 10 g NTK/m²/d y 120 L/m/d dividido en más de tres unidades idénticamente alimentadas alternadamente.
- Para el tratamiento secundario (segunda etapa): 0,8 m²/PE dividido en dos líneas paralelas o lechos alimentados en alternó. Esto resulta en una carga media baja del efluente de 25g DQO/m²/d.

Si se quiere comparar la necesidad de espacio entre el sistema francés y los humedales convencionales de flujo vertical y flujo horizontal se debe considerar que el sistema francés ya incluye el pretratamiento. Para el caso de los humedales de flujo vertical y flujo horizontal con pretratamiento (PrTr) convencional se debe añadir el área requerida para el pretratamiento y tratamiento primario. Además, aún no hay suficientes experiencias con la aplicación del sistema francés en clima cálido. El pretratamiento (lecho de grava) del sistema francés es muy eficiente y permite reducir el área de tratamiento principal. Hasta que se tenga más experiencias en climas cálidos, se recomienda considerar la siguiente relación (siempre y cuando se comparen con pretratamientos eficientes, como por ejemplo el tanque Baffled):

- Para climas fríos:

PrTr + HAFSsH > PrTr + HFSsV > Sistema Francés (es decir, el sistema francés requiere menos espacio)

- Para climas cálidos:

PrTr + HASsH > Sistema Francés > PrTr + HAFSsV (significa que humedales de HAFSsV requieren menos espacio)

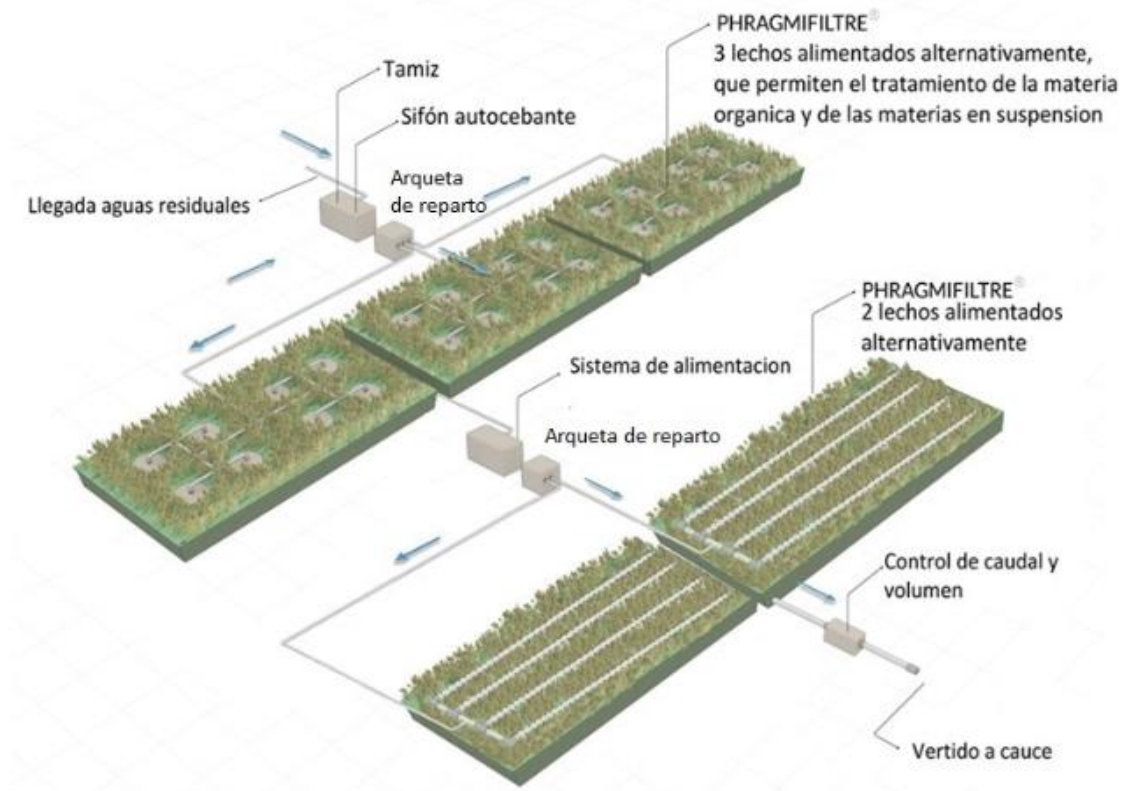


Figura 66. Diagrama de Flujo del Sistema Francés de humedales artificiales. Fuente: iagua (Página web: Blog: Juan José Salas)

4.4.2. Sistema de distribución y recogida

Se recomienda al lector leer el apartado [4.3.] para completar aspectos técnicos de los humedales sistema francés puesto que son similares o idénticos a los verticales.



Figura 68. Tuberías de distribución de las aguas residuales sobre el lecho de pretratamiento del sistema Francés, Albondón, España. Fuente: Agencia de Cooperación Internacional de Alemania, GIZ. Programa de Saneamiento Sostenible ECOSAN (foto T. Burkard, AKUT, 2007).

El lodo acumulado en el lecho del filtro crece alrededor de 1,5 cm por año. La operación se alterna en tres unidades de pre-tratamiento que posibilita el secado y la mineralización del lodo. Después de 10-15 años se tendrá acumulado una capa de hasta unos 20cm que deberá ser retirada. Es posible el uso de esta tierra negra con fines agrícolas, como abono, pero como siempre, la reutilización también depende del contenido de metales pesados de las aguas residuales.

4.4.3. Medio granular

El agua residual cruda es pretratada (filtrada) en la primera etapa: pasando primero a través de una capa de 30 cm de grava fina (tamaño de partícula de 2-8 mm), después a través de una capa de 10-20 cm de grava de transición (tamaño de partícula de 5-20 mm) y luego por la capa de drenaje (grava con un tamaño de partícula de 20 a 40 mm o incluso de 30 a 60 mm) en la parte inferior del lecho del filtro (ver Figura 68). Los sólidos retenidos en la superficie se mineralizan (ver Figura 69).

Los dos humedales de flujo vertical (HFV) de la segunda etapa se utilizan en paralelo, con la opción de descansar un filtro o alternar la operación. Estos humedales tienen una capa de arena de 30 cm (d_{10} de 0,25 mm a 0,4 mm).

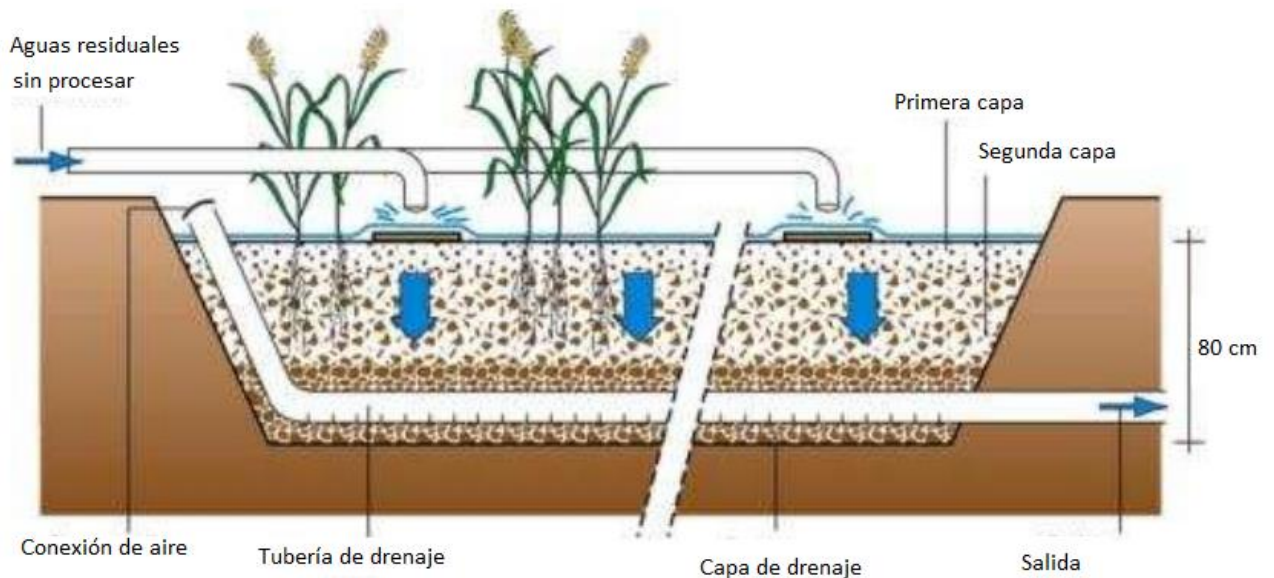


Figura 69. Esquema de la primera etapa: pretratamiento de aguas residuales crudas en el sistema francés. El efluente crudo sale por los tubos directamente a la superficie del humedal. Fuente: Agencia de Cooperación Internacional de Alemania, GIZ. Programa de Saneamiento Sostenible ECOSAN (fuente Molle, 2005).

Molle (2005) reportó que el lecho de grava que es altamente cargado remueve el 80% de DQO, el 86% de SST y el 50% de TKN, siendo el sistema más eficiente que cualquier otro tratamiento convencional primario. En muchos países este resultado sería suficiente para descargar el agua al río. Los sólidos retenidos en la superficie del lecho del filtro de grava forman una capa de lodo, que limita la infiltración y mejora la distribución del agua en la superficie.

La segunda etapa muy similar al sistema *HAFSSV* es necesaria para completar la nitrificación y eliminarlos patógenos. Además, para completar la reducción de la DQO y los SST, el tratamiento total (primera y segunda etapa) del sistema francés normalmente elimina el 90% de DQO, el 96% de SST y el 85% de TKN.

5. Análisis de las propuestas

En este apartado se centra únicamente en los cálculos para el diseño y dimensionamiento de los diferentes tipos de humedales artificiales que se quiere comparar en este estudio, para ello, los cálculos están basados en el volumen 7 de las publicaciones de la Asociación Internacional del Agua (International Water Association, IWA) "Biological wastewater treatment series: Volume 7; TREATMENT WETLANDS".

No obstante, antes de mostrar el resultado de estas operaciones se debe tener en cuenta una serie de medidas necesarias para la posible construcción de estos sistemas de depuración.

5.1. Introducción

Hay que tener en cuenta que para los humedales debemos decidir que realizar previamente para proteger y abastecer a los humedales en el periodo de construcción y explotación.

5.1.1. Instalación eléctrica

La acometida eléctrica se realizará desde el Centro de Tensión (CT) más cercano, extendiéndose una línea eléctrica de Baja Tensión (BT). Dicha línea llegara hasta la superficie disponible, donde se ubicarán las protecciones de BT de la línea.



Figura 70. Imagen que marca la situación del CT de BT más cercano para alimentar cualquier proceso del sistema de depuración del presente estudio. Fuente: SIOSE

La instalación eléctrica debe cumplir las condiciones del Reglamento Electrotécnico de baja Tensión y de la ITC-BT-30 (instalaciones en locales de características especiales) para locales mojados.

5.1.2. Valla de cercamiento

La verja estará formada por postes galvanizados en caliente de 5 cm de diámetro y 2.6 m de altura, con malla metálica de 2,5 m de altura, galvanizada y plastificada de simple torsión, cimentado en dados de hormigón de 0.4 x 0.5 m. Se construirá de forma que marque la línea delimitadora de la superficie que se dispone para la implantación de los humedales.

5.1.3. Puerta de acceso

El vallado de la parcela dispondrá de una puerta de acceso de ancho 5 m, con la misma altura que la valla (2,6 m) y con cerradura. La puerta será corredera.

5.1.4. Camino de acceso

El acceso se realizará desde el vial colindante a la parcela y dentro de esta se realizará un camino provisional sin asfaltar de 5 m de ancho para poder permitir el cruce de vehículos.



Figura 71. Imagen que sitúa el camino de acceso y la puerta de acceso. Fuente: SIOSE

5.1.5. Áreas disponibles

Hay que hacer un croquis o estudio previo de las áreas disponibles antes de realizar los cálculos para ver el área mínima requerida de los humedales para saber si pueden ser implantadas.

Son superficies aproximadas en el ANEXO los planos definirán con más detalle las áreas señaladas.

- Camino de acceso

El camino de acceso cuenta con una anchura de 5 m y se recomienda al lector volver al apartado [3.6.] donde se define las distancias en los límites de la parcela de estudio.

Siendo:

$$\text{Superficie del camino de acceso} = 5 \text{ m} * 160 \text{ m} \cong 800 \text{ m}^2$$

- Pretratamiento y tratamiento primario

Hay que tratar de situarlos en la esquina inferior izquierda (correspondiente al punto 2; apartado [3.6.]), pues interesa esa ubicación debido a aspectos hidráulicos situarlo a la mayor altura, para aprovechar la gravedad en el transporte de las aguas residuales recogidas.

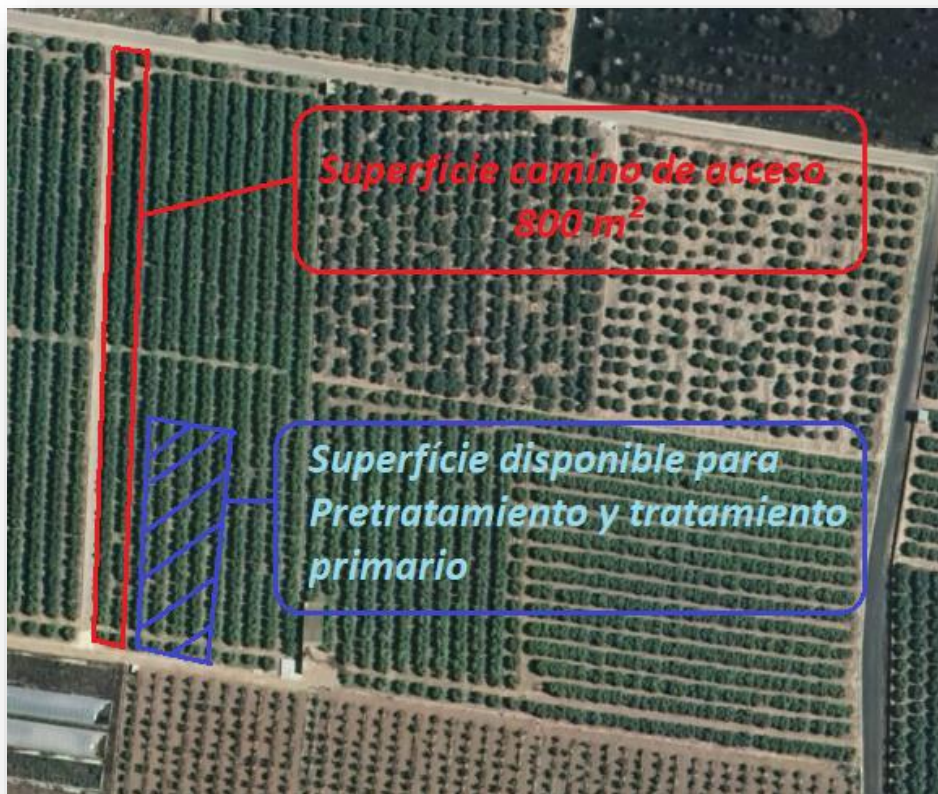


Figura 72. Imagen que muestra la superficie que ocupará el camino de acceso y la fase de pretratamiento (Prtr) y tratamiento primario (Tp). Fuente: SIOSE

- Humedales artificiales

El área total de la parcela es de aproximadamente 3,60 hectáreas restando las anteriores áreas queda un total alrededor de:

$$3,60 \text{ Ha} = 36.000 \text{ m}^2 - 800 \text{ m}^2 - \text{Sup. (Prtr + Tp)}(\text{m}^2) = \text{Superficie disponible para humedal}$$

Hay que hacer constar que es un dato aproximado pues el pretratamiento y tratamiento primario no contará con mucha superficie, debido a la geometría de algunos humedales puede complicarse su implantación.

5.1.6. Recogida del agua residual

Se debe recoger el agua residual del colector que pasa colindante a la superficie que disponemos para alimentar a los humedales.

Hay dos situaciones a tener en cuenta en este aspecto, estas situaciones dependen de la toma de decisión de incluir a bombas para distribuir el agua residual.

La primera opción para la recogida es situar una arqueta de recogida “aguas arriba” del colector aprovechando la pendiente descendente existente para el transporte por gravedad (punto 1. Figura 73).

La otra opción es realizar una arqueta de recogida cuando el colector de aguas residuales de Moncada III delimita con el área disponible de implantación, aprovechando esa proximidad nos evitamos realizar una obra para conducir las aguas negras al pretratamiento, no obstante, necesitamos recurrir a bombas debido al desnivel (punto 2. Figura 73).



Figura 73. Posibles caminos de recogida de aguas fecales de Moncada III. Fuente: SIOSE

5.2. Sistema de un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal

El cálculo se diseña de acuerdo al método P-k-C*, este método suele ser el más utilizado para la elaboración de cálculos del diseño de humedales de flujo horizontal.

Antes de explicar los cálculos en los HAFSsH se debe tener en cuenta los valores y detalles descritos en la siguiente tabla.

CONSIDERACIONES PREVIAS			
Principales parámetros de diseño	Valores	Unidad	Observaciones
Paso de tratamiento	-		Secundario
Pretratamiento	-		Canal desbaste y tanque séptico
Área superficial específica requerida	10	m ² / h.e.	
Área máxima tasa de carga orgánica	6	gr BOD ₅ / m ² * día	
Carga hidráulica	20	mm / día	
Espesor grava	5 - 6	mm	
Sistema de distribución	-		Tuberías subterráneas
Referencias	-		García y Corzo (2008)

Tabla 18. Valores de diseño recomendadas para los humedales de flujo horizontal para España. Fuente: IWA

Asumimos los valores descritos en el apartado [3.3.2.] sobre la calidad del agua residual producidas por el polígono industrial de Moncada III

- Paso 1: Selección del k-ratio

Adoptamos en $k_A = 25$ m/año.

Contaminante	HAFSsH k_A -ratio (m/años)	HAFSuperficial k_A -ratio (m/años)
BOD ₅	25	33
TN	8,4	12,6
NH ₄ -N	11,4	14,7
NO _x -N	41,8	26,5
Termotolerancia coliforme	103	83

Tabla 19. Relación de valores recomendados de los coeficientes (50th percentil) de diseño recomendadas para los humedales de flujo horizontal para España. Fuente: IWA

- Paso 2: Cálculo del área mínima requerida

$$A = \frac{P * Q_i}{k_A} * \left(\left(\frac{C_i - C^*}{C_o - C^*} \right)^{\frac{1}{P}} - 1 \right) = \frac{P * Q_i}{k_V * h} * \left(\left(\frac{C_i - C^*}{C_o - C^*} \right)^{\frac{1}{P}} - 1 \right)$$

Siendo:

C_o = concentración de salida, mg/l

C_i = concentración de entrada, mg/l

C^* = concentración de fondo, mg/l

h = profundidad del humedal, metros

k_A = concentración de salida, $m/día$

k_V = concentración de salida, $1/día$

P = supuesto numero de tanques en serie

Q_i = flujo hidráulico, $m^3/día$

Parámetros	HAFSsH (mg/l)	HAFSsV (mg/l)	HAFSuperficial (mg/l)	
			Carga contaminate ligera	Carga contaminate pesada
BOD5	10	2	2	10
TN	1	0	1,5	-
NH ₄ -N	0	0	0,1	0,1

Tabla 20. Relación de valores recomendados de los coeficientes C*. Fuente: IWA (Kadlec y Wallace, 2009)

Parámetros	HAFSsH	HAFSsV	HAFSuperficial
BOD ₅	3	2	1
TN	6	No dado	3
NH ₄ -N	6	6	3

Tabla 21. Relación de valores recomendado para P. Fuente: IWA (Kadlec y Wallace, 2009)

- Paso 3: Elección de las dimensiones del humedal

La relación entre longitud (l) y anchura (w) suele ser de 2:1 y 4:1 es común en *HAFSSH* pero se decide la relación 3:1.

Sabiendo que:

$$A = l * w$$

Se resuelve:

$$w = \sqrt{\frac{A}{3}}$$

- Paso 4: Revisar el tiempo hidráulico de retención (HRT)

Assumiendo que la porosidad $\epsilon = 0,35$, el HRT es:

$$\tau = \frac{\text{Volumen} * \epsilon}{Q_i}$$

El resultado de la carga hidráulica (q, HLR) será:

$$q = \frac{Q_i}{A}$$

Dando una carga orgánica (M_i) por área de:

$$\frac{M_i}{A}$$

- Paso 5: Cálculo del ratio de carga orgánica de cada celda del humedal

En las consideraciones previas se especifica que este valor no puede superar los 250 g BOD₅/m² * día en cada celda del humedal (n), donde se detalla como:

$$\frac{M_i}{n}$$

- Paso 6: Especificar otras dimensiones y detalles del humedal

Definir los espesores de gravas y el área septentrional, estos detalles o restricciones se indican en la Tabla 18.

En las zonas de entrada y de salida se calcula el área septentrional referenciadas como "Inlet zone" y "Outlet Zone" en las tablas de los cálculos

- Paso 7: Realizar un dibujo esquemático del sistema

Este paso se indicará en los sub-apartados del presente apartado referente a los *HAFSSH*.

5.2.1. Cálculos de la situación actual

DATOS PREVIOS						
Parámetros	Valor	Unidad	Valor	Unidad	Valor	Unidad
Qi	175,000	m ³ /día	7,29	m ³ /h	2,03	litros/s
DBO ₅						
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor reducido	Unidad	PASO 1
Mi	65625,000	g / día	Mi	21875	g / día	
Ci	375,000	mg / l	Ci	125	mg / l	
Co	30,000	mg / l	C*	7	mg / l	
P	3	nº tanques	Qi	63875	m ³ / año	
ka	25,000	m /año	A	5554,96	m ²	
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor reducido	Unidad	PASO 2
An	462,9135241	m ²	W	12,42193656	m	
n	12	nº humedales	L	37,26580969	m	
W	16	m	An	768	m ²	
L	48	m	Sup. H.e.	8,426057143	m ² / h.e.	
h	0,5	m	h	0,6	m	
Vn	384	m ³	Vn	460,8	m ³	
Vtotal	4608	m ³	Vtotal	5529,6	m ³	
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor reducido	Unidad	PASO 3
ε	0,35	[·]	Atotal	9216	m ²	
τ	9,22	días	Mi / A	2,37	g / m ² * día	
q	0,018988715	m ³ / m ² * día	q	18,99	mm / día	
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor reducido	Unidad	PASO 4
Carga máx	250	g / m ² * día	Trat. primario	8	m ²	
Mi / n	1822,916667	g / día * humedal	Tasa	227,8645833	g / m ² * día	
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor reducido	Unidad	PASOS 5 y 6
Inlet Zone V	6,72	m ³	Outlet Zone V	6,72	m ³	
L adoptado	0,7	m				

Tabla 22. Cálculos en Excel de la situación actual. Fuente: IWA

Esquema del HAFSSh

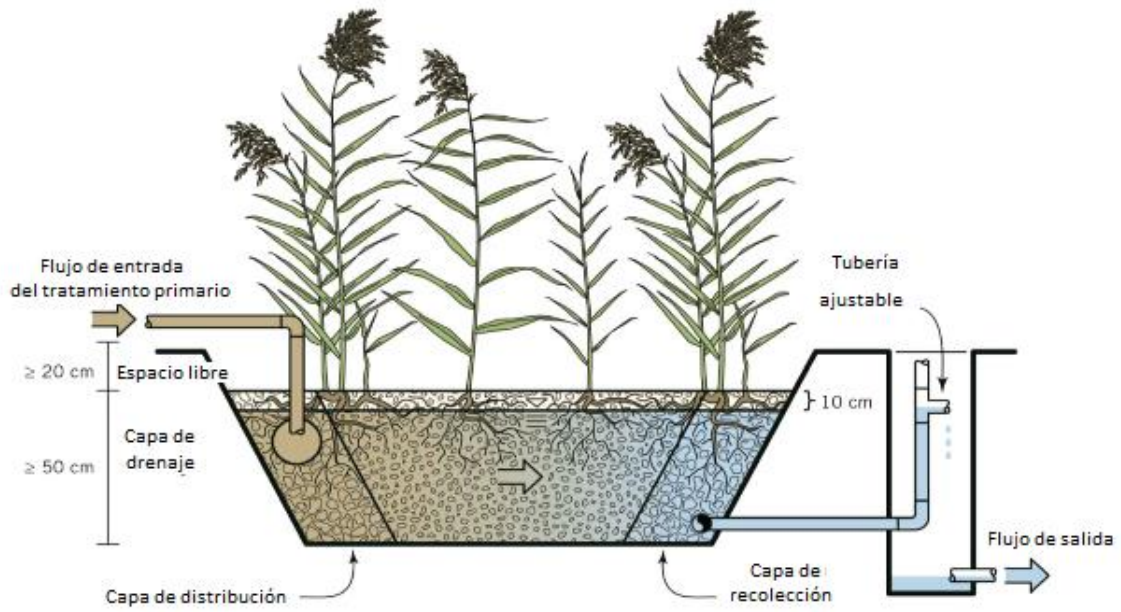


Figura 74. Imagen que muestra las cotas obligatorias estandar y detalles del humedal (no a escala). Fuente: IWA

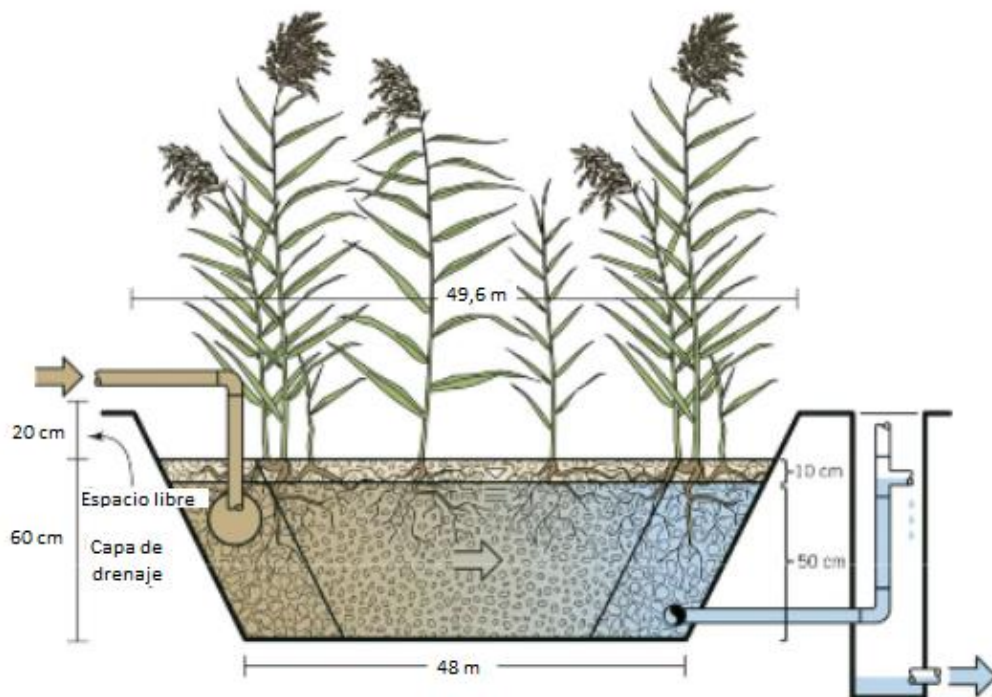


Figura 75. Imagen que muestra las cotas y detalles del humedal calculado sección A-A' (no a escala). Fuente: IWA

Se tienen que situar 12 celdas de 16 x 48 metros en nuestra ubicación de implantación, en la siguiente imagen se indica la disposición decidida del humedal.

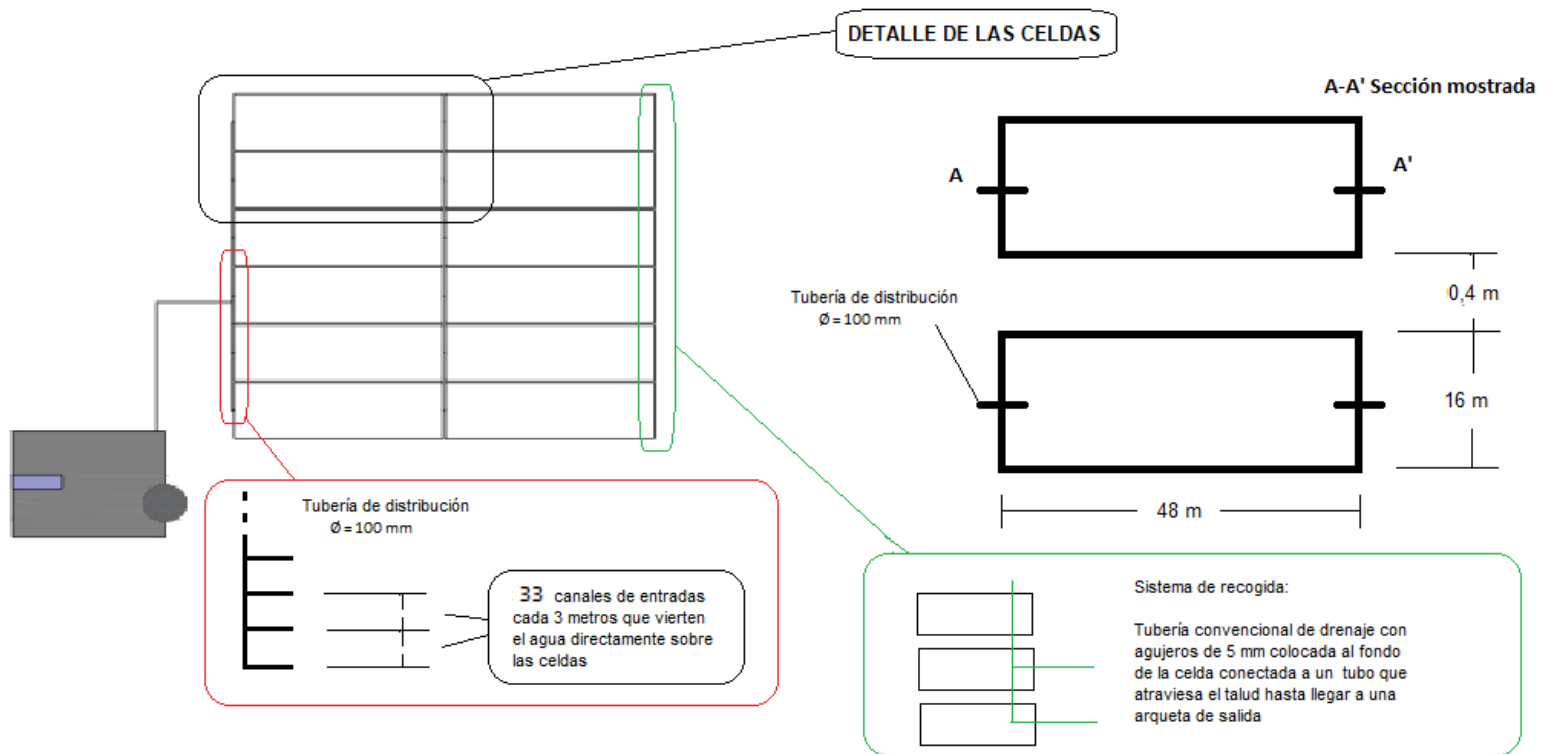


Figura 76. Imagen que muestra la disposición de las celdas del humedal (no a escala). Fuente propia

5.2.2. Cálculo de la situación horizonte

Los pasos que hay que dar son los mismos que los realizados en el sub-apartado anterior.

DATOS PREVIOS						
Parámetros	Valor	Unidad	Valor	Unidad	Valor	Unidad
Qi	525,000	m ³ /día	21,88	m ³ /h	6,08	litros/s
DBO ₅						
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor reducido	Unidad	PASO 1
Mi	19.6875,000	g / día	Mi	65.625	g / día	
Ci	375,000	mg / l	Ci	125	mg / l	
Co	30,000	mg / l	C*	7	mg / l	
P	3	nº tanques	Qi	191.625	m ³ / año	
ka	25,000	m /año	A	16.664,89	m ²	
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor reducido	Unidad	PASO 2
An	462,9135241	m ²	W	12,42193656	m	
n	36	nº humedales	L	37,26580969	m	
W	16	m	An	928	m ²	
L	58	m	Sup. H.e.	10,18148571	m ² / h.e.	
h	0,5	m	h	0,6	m	
Vn	464	m ³	Vn	556,8	m ³	
Vtotal	16704	m ³	Vtotal	20044,8	m ³	
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor reducido	Unidad	PASO 3
ε	0,35	[·]	Atotal	33408	m ²	
τ	11,14	días	Mi / A	1,96	g / m ² * día	
q	0,015714799	m ³ / m ² * día	q	15,71	mm / día	
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor reducido	Unidad	PASO 4
Carga máx	250	g / m ² * día	Asept.	8	m ²	
Mi / n	1.822,916667	g / día * humedal	Tasa	227,8645833	g / m ² * día	
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor reducido	Unidad	PASOS 5 y 6
Inlet Zone V	6,72	m ³	Outlet Zone V	6,72	m ³	
L adoptado	0,7	m				

Tabla 23. Cálculos en Excel de la situación horizonte. Fuente: IWA

Esquema del HAFSsH

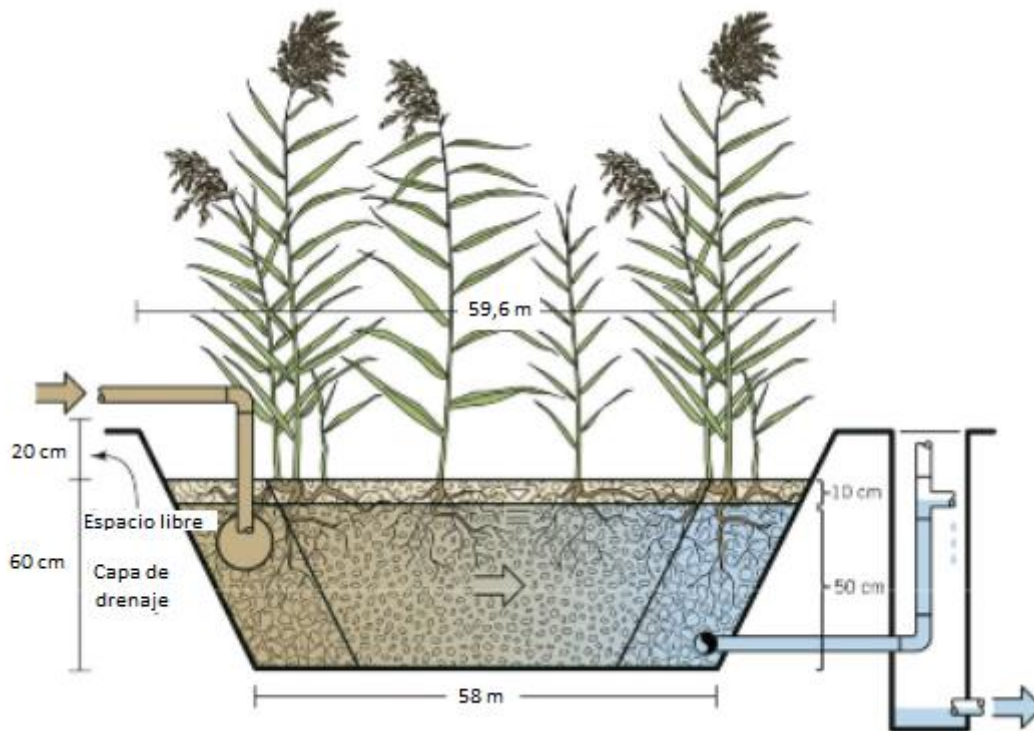


Figura 77. Imagen que muestra las cotas y detalles del humedal calculado sección A-A' (no a escala). Fuente: IWA

Geoméricamente el humedal artificial es inviable de realizar (paso 3 apartado [5.2.]), pues incorporar 36 celdas de 16 x 58 m no caben en la superficie disponible de implantación.

Si se considera un diseño con el mismo dibujo que el anterior (Figura 76), 18 celdas situadas con una anchura de 16 metros dan como mínimo 288 metros (W) x 116 metros (L) necesarios para la implantación.



Figura 78. Imagen que muestra la inviabilidad de implantación debido a espacio insuficiente. Fuente propia

5.3. Sistema de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical

- Paso 1: Definir el flujo influente y cálculo de las concentraciones contaminantes

Contaminante de aguas residuales sin procesar

$$= \frac{\text{Carga contaminante} \left[\frac{\text{gr contaminante}}{\text{hab. eq.} * \text{día}} \right]}{\text{Dotación} \left[\frac{\text{l}}{\text{hab. eq.} * \text{día}} \right]} * \frac{1 \text{ mg}}{1000 \text{ gr}}$$

= *Concentración de cálculo*

CARGAS CONTAMINANTES APRÓXIMADAS				
Parámetros	Concentración de cálculo	Unidad	Valor	Unidad
Sólidos totales	-	mg/l	-	g / h.e. * día
Sólidos en suspensión	187,5	mg/l	30	g / h.e. * día
DBO ₅	375	mg O ₂ /l	60	g / h.e. * día
DQO	531,25	mg/l	85	g / h.e. * día
Nitrógeno total	46,875	mg/l	7,5	g / h.e. * día
Amoniaco	-	mg/l	-	g / h.e. * día
Fósforo	10,63	mg/l	1,7	g / h.e. * día
Grasa	-	mg/l	-	g / h.e. * día

Tabla 24. (Tabla 4. Apto. [3.3.2.]). Calidad del agua y cargas contaminantes decididas para el estudio.

Fuente: Ministerio de Fomento

Siendo:

DBO₅ = Demanda Biológica de Oxígeno

DQO = Demanda Química de Oxígeno

- Paso 2: Diseño sencillo del tratamiento primario

Según ÖNORM B 2505 (2009) para poblaciones mayores de 500 habitantes equivalentes, los tratamientos primarios tienen un tamaño de 0,25 m³/h.e., con una superficie mínima per cápita de 0,06 m³/h.e.

El tratamiento primario debe tener ocupado tan solo el 75% del total de su volumen para que pueda operar a buen rendimiento. Hay que incorporar una arqueta de distribución después de ser tratado por el tratamiento primario que actúe como dosificador. Se supone que un tercio del DQO es retirado en este proceso (German Association for Water Wastewater and Waste: DWA, 2017).

$$\text{Volumen mínimo del tratamiento primario} = \text{habitantes equivalentes} * 0,25 \frac{m^3}{h.e.}$$

Corrección del volumen del tratamiento primario

$$\text{Superficie mínima del tratamiento primario} = \text{habitantes equivalentes} * 0,06 \frac{m^2}{h.e.}$$

Corrección de la superficie del tratamiento primario

Cálculo de la profundidad del tratamiento primario

$$= \frac{\text{Corrección del volumen del tratamiento primario}}{\text{Corrección de la superficie del tratamiento primario}}$$

Tiempo de retención hidráulico en el tratamiento primario (tr)

$$= \frac{\text{Corrección del volumen del tratamiento primario} * 0.75}{Q_i}$$

$$\text{Concentración COD (post tratamiento primario)} = \text{Concentración DQO} \frac{mg}{l} * \frac{2}{3}$$

- Paso 3: Diseño del HAFSsV

Se muestran dos enfoques de diseño diferentes. La primera utiliza arena con un tamaño de grano de 0,06 – 4 mm ($D_{10} = 0,3$ mm; según ÖNORM, 2009). El segundo acercamiento utiliza arena gruesa con el tamaño de grano 2 – 3 milímetros (por ejemplo, la primera etapa según un artículo de Langergraber, 2011). Los parámetros clave de los dos diseños se muestran en las tablas de los cálculos.

Resumen

En general, los medios de filtrado más gruesos utilizados para la capa principal de los humedales de flujo vertical:

- Cuanto mayor sea la carga hidráulica y orgánica será más aceptable.
- Solicita menor área de superficie requerida en los humedales de flujo vertical.
- Cuanto menor es la carga individual mejor trabaja el humedal de flujo vertical.
- Se requieren el mayor número de agujeros de apertura para lograr una buena distribución de las aguas residuales en la superficie.
- Sin embargo, se puede esperar menor eliminación de contaminantes (sólidos suspendidos, BOD₅, COD y NH₄-N).

Cálculos representados en las tablas [Tabla: PARÁMETROS CLAVE DE DISEÑO Y CONCENTRACIONES ESPERADAS DEL EFLUENTE FV HUMEDALES ARTIFICIALES].

Siendo:

FV = Flujo Vertical

*Carga orgánica = Caudal (Q_i) * Concentración DQO (post tratamiento primario)*

*Superficie requerida = Carga orgánica * Tasa de carga orgánica máxima*

Volumen de una sola dosis = $Q_i / (24 \text{ h} / \text{Intervalo de carga})$

Área de superficie del tanque de carga intermitente = $\frac{Q_i}{\left(\frac{24}{2,8^x}\right)}$

$\left(\frac{24}{2,8^x}\right); x = 1$, según artículo de Langergraber (2007 y 2008)

Diferencia de altura en el tanque de carga intermitente
= $\frac{\text{Volumen de una sola dosis}}{\text{Área de superficie del tanque de carga intermitente}}$

- Paso 4: Crear un esquema del humedal de flujo vertical.

5.3.1. Cálculos de la situación actual

CÁLCULO TRATAMIENTO PRIMARIO						
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valores corregidos	Unidad	PASO 2
V _{mín.}	273,438	m ³	V _{mín. Corregido}	270	m ³	
Amín	65,625	m ²	Amín. Corregido	66	m ²	
Profundidad	4,167	m	Profundidad	4,09	m	
tr - cámara	1,157142857	días	tr	1,16	días	
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor reducido	Unidad	
DQO	531,250	mg / l	DQO	354,17	mg / l	

Tabla 25. Cálculos simples del tratamiento primario. Fuente: IWA (Cálculos Excel)

CÁLCULO/DISEÑO HUMEDAL ARTIFICIAL VERTICAL						
CAPA PRINCIPAL		ARENA (0,06 - 4 mm)		ARENA GRUESA (2 - 3 mm)		PASO 3
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor	Unidad	
Carga orgánica	20	g DQO / m ² * día	Carga orgánica	80	g DQO / m ² * día	
Qi	175,000	m ³ / día	Qi	175,00	m ³ / día	
Carga orgánica red	61.979,167	g DQO / día	Carga orgánica red	61.979,167	g DQO / día	
Concentración DBO ₅	354,167	mg/l	Concentración DBO ₅	354,17	mg/l	
Áreas	3.098,958	m ²	Áreas	774,740	m ²	

Tabla 26. Cálculo del HAFSsV situación actual. Fuente: IWA (Cálculos Excel)

PARÁMETROS CLAVE DE DISEÑO Y CONCENTRACIONES ESPERADAS DEL EFLUENTE FV HUMEDALES ARTIFICIALES				
CAPA PRINCIPAL		ARENA (0,06 - 4 mm)		ARENA GRUESA (2 - 3 mm)
Parámetros	Valor	Unidad	Valor	Unidad
Tasa de carga orgánica máxima	20	g DQO / m ² * día	80	g DQO / m ² * día
Carga orgánica	61979,2	g DQO / día	61979,1667	g DQO / día
Superficie requerida	3099	m ²	775	m ²
Numero de celdas	4	ud	1	ud
Configuración de cada celda del HAFSV	31 x 25	m ²	31 x 25	m ²
CARGA INTERMITENTE				
Parámetros	Valor	Unidad	Valor	Unidad
Intervalo de carga	6	h	2	h
Volumen de una sola dosis	43,750	m ³	14,583	m ³
Área de superficie del tanque de carga intermitente	20,408	m ²	20,408	m ²
Diferencia de altura en el tanque de carga intermitente	2,144	m	0,715	m
DISTRIBUCIÓN DE LAS TUBERÍAS				
Parámetros	Valor	Unidad	Valor	Unidad
Mínimo de una apertura por	2	m ²	1	m ²
CONCENTRACIONES DE EFLUENTES ESPERADAS (T≥10°C)				
Parámetros	Valor	Unidad	Valor	Unidad
Sólidos en suspensión	< 3	mg/l	30 - 40	mg/l
DBO ₅	< 20	mg/l	80 - 100	mg/l
DQO	< 5	mg/l	10-20	mg/l
Nitrógeno total	< 1	mg/l	10-20	mg/l

Tabla 27. Parámetros de diseño clave y concentraciones de efluentes esperadas de dos humedales FV diferentes.
Fuente: IWA (Cálculos Excel)

Ya que se dispone de suficiente espacio y las cargas contaminantes esperadas en el flujo de salida del humedal de flujo vertical son mejores y con la intención de concordar la materia granular con lo definido anteriormente (apartado [4.3.3.]), se implantará el humedal con arenas finas en la capa principal.

Esquema del HAFSSV

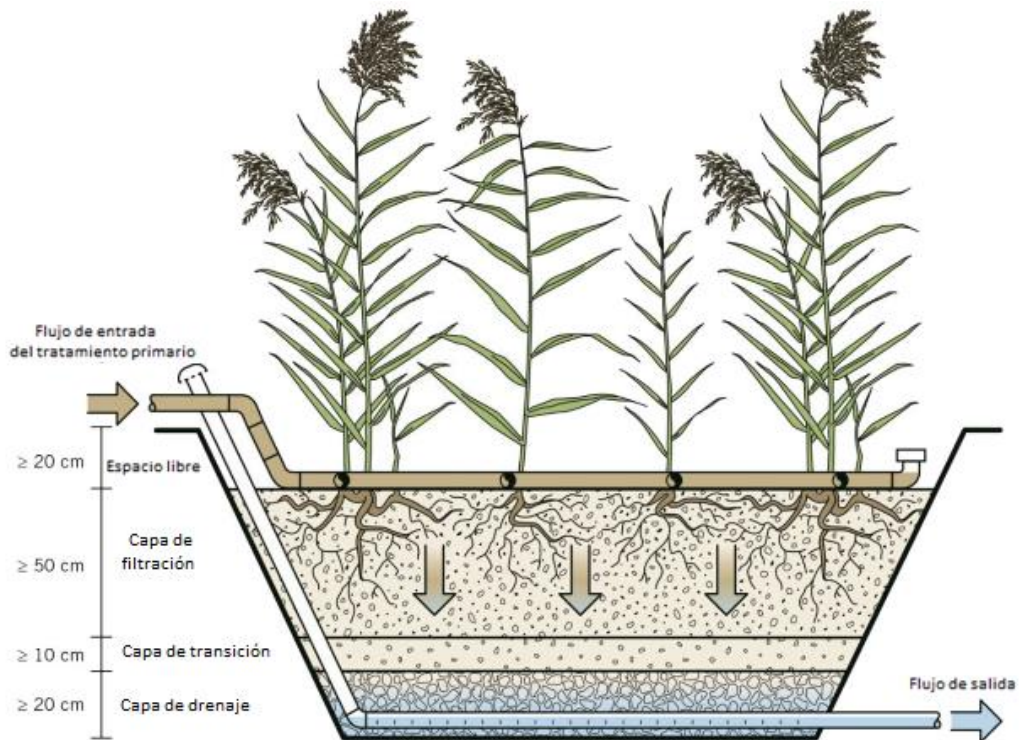


Figura 79. Imagen que muestra las cotas obligatorias y detalles del humedal (no a escala). Fuente: IWA

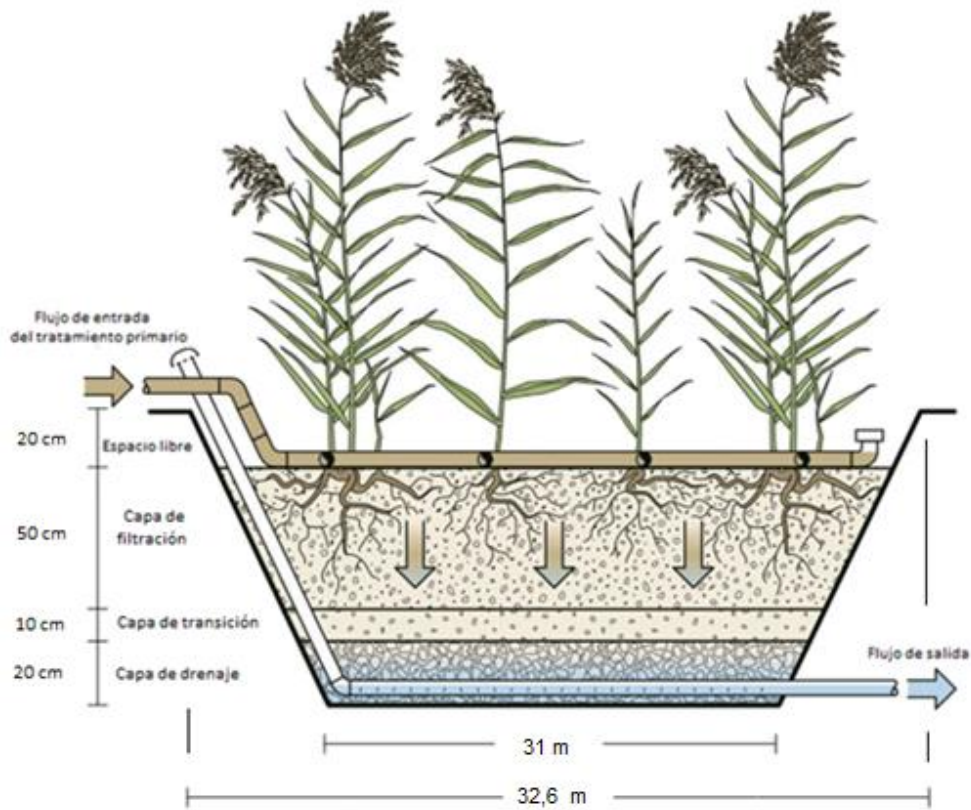


Figura 80. Imagen que muestra las cotas y detalles del humedal calculado sección A-A' y B-B' (no a escala). Fuente: IWA

El dimensionamiento de los sistemas verticales se realiza mediante la aplicación de reglas prácticas basadas en superficies unitarias (superficie requerida por habitante equivalente). En la actualidad no se dispone de metodologías más racionales, aunque se han hecho intentos basados en el establecimiento de las tasas de transferencia de oxígeno.

Como norma general los sistemas se pueden dimensionar tomando 2,5 m²/hab-eq (siendo recomendable considerar en el caso de pequeños municipios 1 hab-eq = 40 g/DBO.día). En este caso, si el sistema está formado por dos etapas verticales correspondería por ejemplo a 1,25 m²/hab-eq.etapa (otras combinaciones en cuanto a distribución de la superficie son posibles siempre y cuando la superficie de la primera etapa sea mayor que la de la segunda).

En cada una de las etapas se requiere de celdas con la misma superficie para facilitar su rotación y lograr así alternar fases de llenado, reacción y vaciado (aireación). Esto se puede conseguir dividiendo cada una de las etapas en un número par de celdas (por ejemplo, 2 y 2 como se muestra en la Figura 81).

En este caso, los cálculos son tomados a partir de la carga contaminante, pero si se comprueba y compara las superficies resultan aceptables.

$$Superficie_{NORMA GENERAL} = 1,25 * 1094 = 1367,5 \text{ m}^2 / etapa * 2 etapas = 2735 \text{ m}^2$$

$$Superficie_{CALCULADO} = 3099 \text{ m}^2 / 2 etapas = 1549,5 \text{ m}^2 / etapa$$

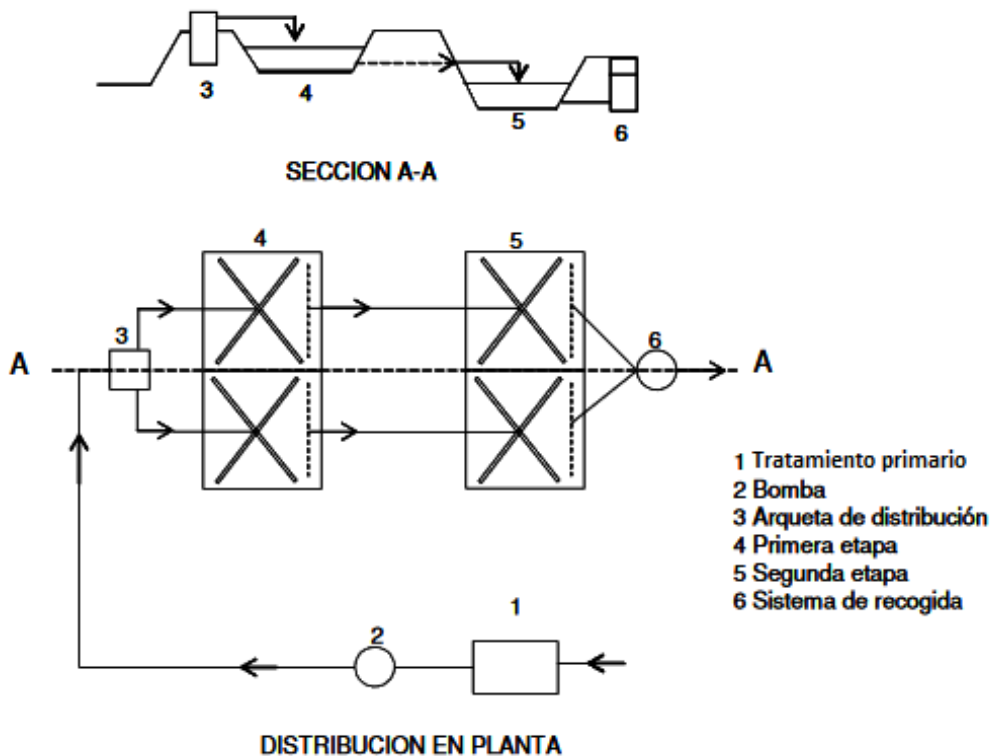


Figura 81. Perfil y planta de la disposición de las celdas del humedal. Fuente: IWA

Se decide realizar la disposición del HAFSSV de la manera descrita en la Figura 81.

Las celdas pueden ser cuadradas o algo rectangulares dependiendo de la forma de la parcela disponible. La forma no es un aspecto muy importante en humedales verticales.

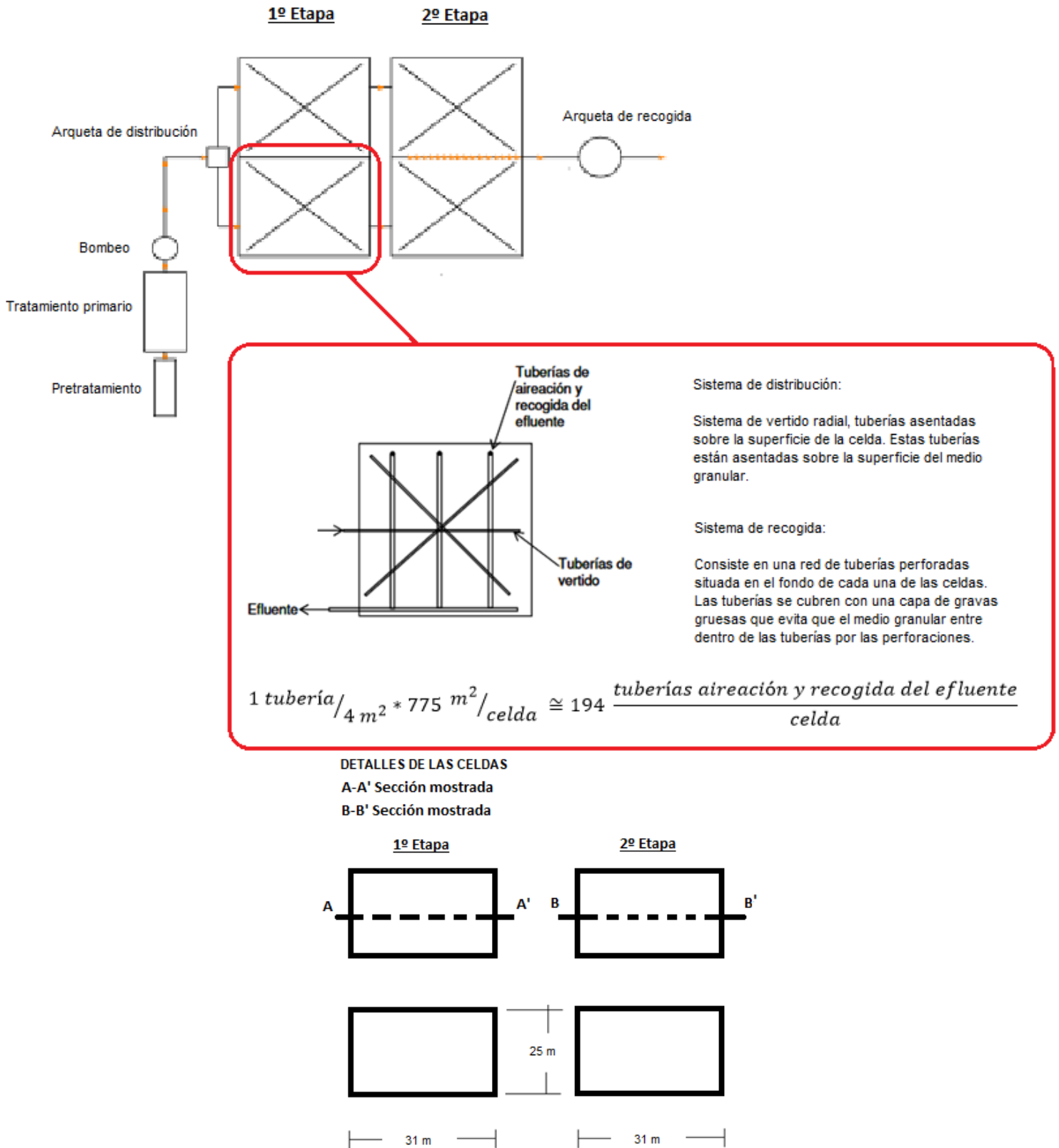


Figura 82. Imagen que muestra la disposición de las celdas del humedal (no a escala). Fuente propia

5.3.2. Cálculos de la situación horizonte

CÁLCULO TRATAMIENTO PRIMARIO						
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor reducido	Unidad	PASO 2
Vmín.	273,438	m ³	Vmín. Corregido	270	m ³	
Amín	65,625	m ²	Amín. Corregido	66	m ²	
Profundidad	4,167	m	Profundidad	4,09	m	
tr - cámara	1,15714286	días	tr	1,16	días	
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor reducido	Unidad	
DQO	531,250	mg / l	DQO	354,17	mg / l	

Tabla 28. Cálculos simples del tratamiento primario. Fuente: IWA (Cálculos Excel)

CÁLCULO/DISEÑO HUMEDAL ARTIFICIAL VERTICAL						
CAPA PPAL		ARENA (0,06 - 4 mm)		ARENA GRUESA (2 - 3 mm)		PASO 3
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor	Unidad	
Carga orgánica	20	g DQO / m ² * día	Carga orgánica	80	g DQO / m ² * día	
Qi	525	m ³ / día	Qi	525	m ³ / día	
Carga orgánica red	185938	g DQO / día	Carga orgánica red	185938	g DQO / día	
Concentración DBO ₅	354	mg/l	Concentración DBO ₅	354	mg/l	
Areas	9297	m ²	Areas	2324	m ²	

Tabla 29. Cálculo del HAFSsV situación horizonte. Fuente: IWA (Cálculos Excel)

PARÁMETROS CLAVE DE DISEÑO Y CONCENTRACIONES ESPERADAS DEL EFLUENTE FV HUMEDALES ARTIFICIALES				
CAPA PRINCIPAL		ARENA (0,06 - 4 mm)		ARENA GRUESA (2 - 3 mm)
Parámetros	Valor	Unidad	Valor	Unidad
Tasa de carga orgánica máxima	20	g DQO / m ² * día	80	g DQO / m ² * día
Carga orgánica	185937,5	g DQO / día	185937,5	g DQO / día
Superficie requerida	9297	m ²	2324	m ²
Número de celdas	4	ud	4	ud
Configuración de cada celda del HAFSV	47 x 49,5	m ²	20 x 29	m ²
CARGA INTERMITENTE				
Parámetros	Valor	Unidad	Valor	Unidad
Intervalo de carga	6	h	2	h
Volumen de una sola dosis	131,250	m ³	43,750	m ³
Área de superficie del tanque de carga intermitente	61,224	m ²	61,224	m ²
Diferencia de altura en el tanque de carga intermitente	2,144	m	0,715	m
DISTRIBUCIÓN DE LAS TUBERÍAS				
Parámetros	Valor	Unidad	Valor	Unidad
Mínimo de una apertura por	2	m ²	1	m ²
CONCENTRACIONES DE EFLUENTES ESPERADAS (T≥10°C)				
Parámetros	Valor	Unidad	Valor	Unidad
Sólidos en suspensión	< 3	mg/l	30 - 40	mg/l
DBO ₅	< 20	mg/l	80 -100	mg/l
DQO	< 5	mg/l	10-20	mg/l
Nitrógeno total	< 1	mg/l	10-20	mg/l

Tabla 30. Parámetros de diseño clave y concentraciones de efluentes esperadas de dos humedales FV diferentes.
Fuente: IWA (Cálculos Excel)

Se toman las mismas razones de elección que en la situación actual para elegir el diseño con arenas finas, el espacio disponible y la calidad del agua al salir del humedal son las principales razones.

Esquema del HAFSSV

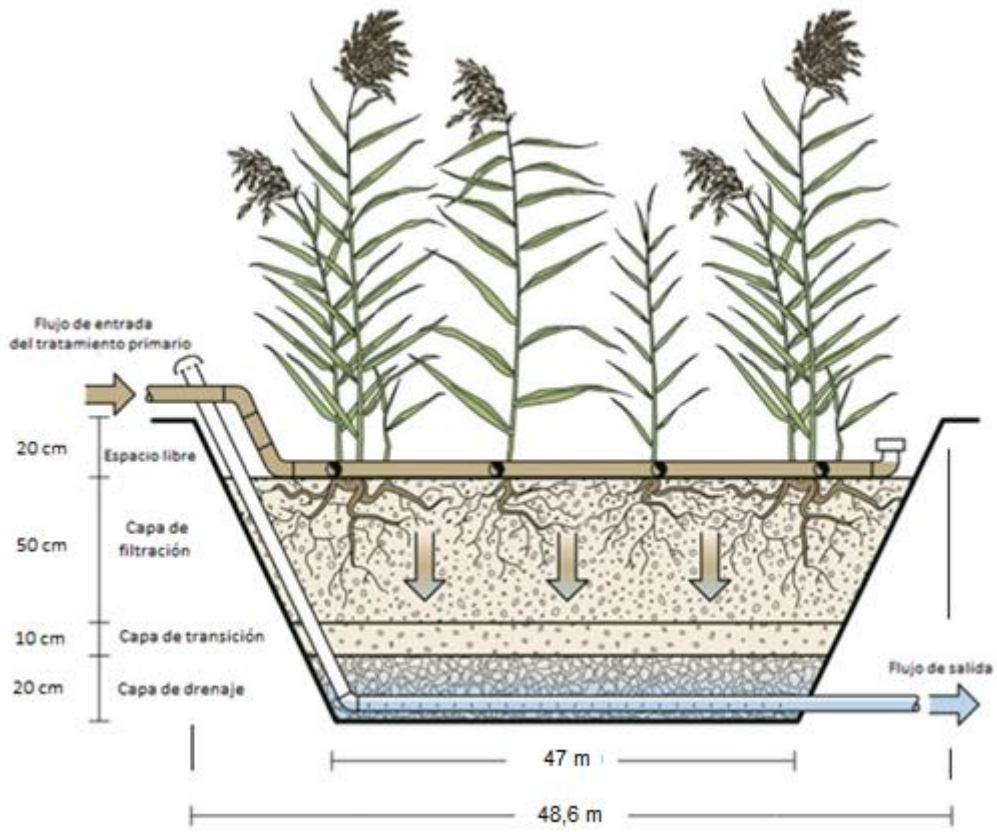
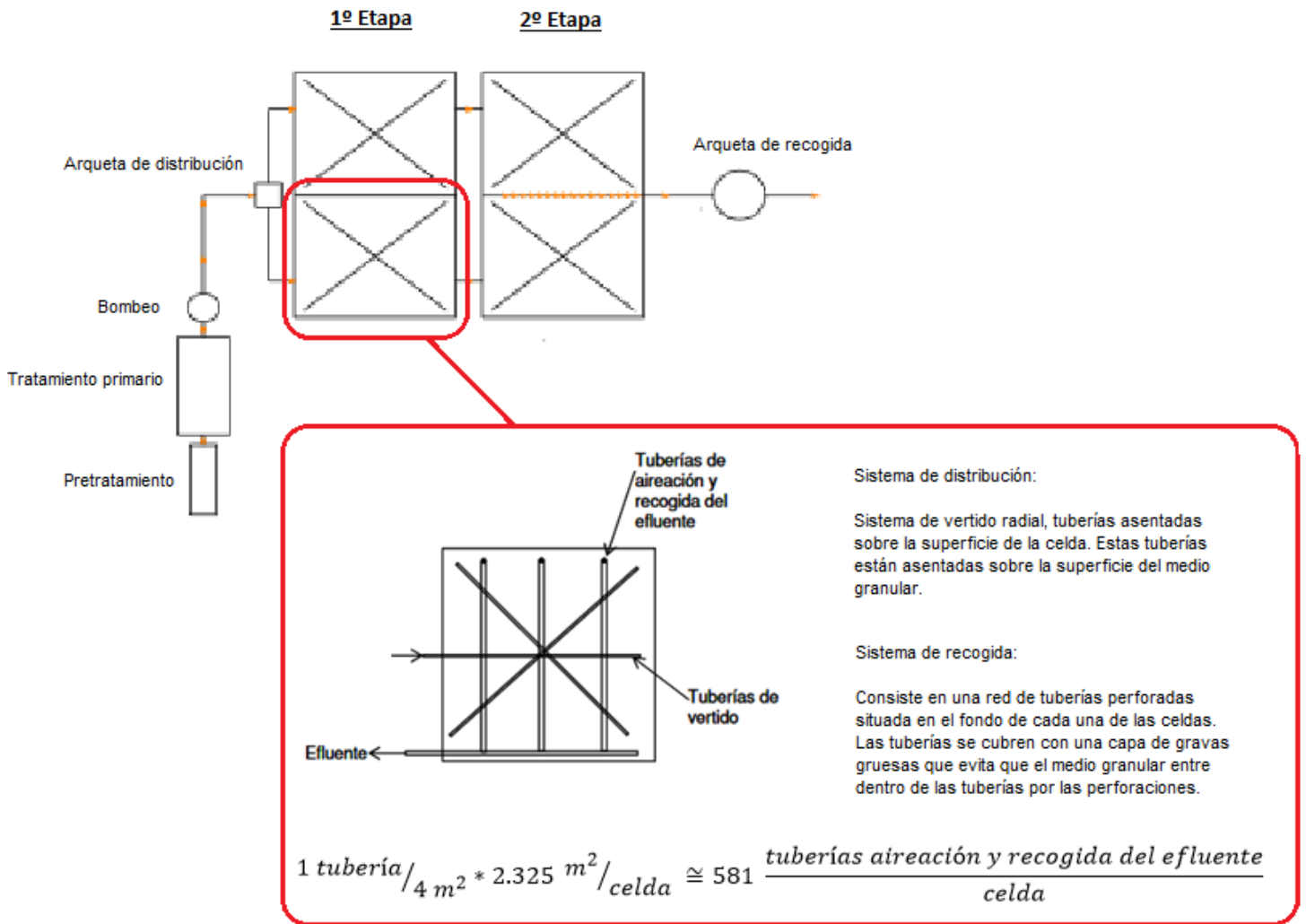


Figura 83. Imagen que muestra las cotas y detalles del humedal calculado sección A-A' (no a escala). Fuente: IWA



DETALLES DE LAS CELDAS

A-A' Sección mostrada

B-B' Sección mostrada

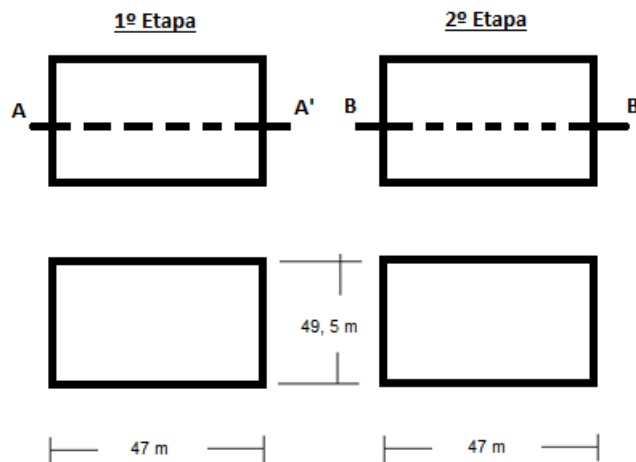


Figura 84. Imágenes que muestra la disposición de las celdas del humedal (no a escala). Fuente propia

5.4. Sistema de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “sistema francés”

- Paso 1: Definir caudal y cargas contaminantes

El caudal (Q_i) dependerá de la situación (actual/futura), y las cargas contaminantes son las mismas que las descritas en la Tabla 24, del apartado [5.3.], pues el HAFSsF es un sistema de flujo vertical teniendo muchas similitudes con el HAFSsV.

CARGAS CONTAMINANTES APRÓXIMADAS				
Parámetros	Concentración de cálculo	Unidad	Valor	Unidad
Sólidos totales	-	mg/l	-	g / h.e. * día
Sólidos en suspensión	187,5	mg/l	30	g / h.e. * día
DBO ₅	375	mg O ₂ /l	60	g / h.e. * día
DQO	531,25	mg/l	85	g / h.e. * día
Nitrógeno total	46,875	mg/l	7,5	g / h.e. * día
Amoniaco	-	mg/l	-	g / h.e. * día
Fósforo	10,63	mg/l	1,7	g / h.e. * día
Grasa	-	mg/l	-	g / h.e. * día

Tabla 31. (Tabla 4. Apto. [3.3.2.]). Calidad del agua y cargas contaminantes decididas para el estudio.
Fuente: Ministerio de Fomento. (Cálculos Excel)

Carga influente (masiva, M_i)

$$= \text{Habitantes equivalentes} * \text{Cargas contaminantes} \left(\frac{\text{gr. contaminante}}{\text{h. e.} * \text{día}} \right)$$

$$\text{Concentración influente } (C_i) = \frac{M_i \left(\frac{\text{gr. contaminante}}{\text{día}} \right)}{Q_i \text{ (m}^3/\text{día)}}$$

Diseño del primer escenario

- Paso 2: Cálculo de las áreas requeridas según las tasas de carga hidráulica y masiva recomendadas

Las recomendaciones sobre las tasas de carga para la primera etapa del sistema FV francés (Tabla 32) se utilizan para proporcionar el dimensionamiento inicial de las unidades filtrantes, de la siguiente manera:

Parámetros	1º escenario			2º escenario		
	Valor	Eliminación	Unidad	Valor	Eliminación	Unidad
HLR	0,37	-	m ³ / m ² * día	0,37	-	m ³ / m ² * día
SS	150	0,9 x Mi	g / m ² * día	30	0,8 x Mi	g / m ² * día
DBO ₅	150	0,9 x Mi	g / m ² * día	20	0,8 x Mi	g / m ² * día
DQO	350	0,8 x Mi	g / m ² * día	70	0,75 x Mi	g / m ² * día
Nitrógeno total	30	1,1128 x Mi ^{0,8126}	g / m ² * día	15	1,194 x Mi ^{0,8622}	g / m ² * día

Tabla 32. Cargas máximas de diseño para el diseño clásico del humedal francés FV bajo condiciones climáticas secas. Los valores dados son por metro cuadrado de la cama en funcionamiento. Fuente: IWA

Superficie requerida de un filtro basado la carga hidráulica ($q = 0,37 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$, HLR) será:

$$A = \frac{Q_i}{q}$$

Área de superficie requerida de un filtro basado en una tasa de carga de masa superficial de carga influente (Mi) de:

$$A = \frac{M_i (\text{carga masiva calculada})}{M_i (\text{carga masiva máxima, [Tabla 32. 1º o 2º escenario]})}$$

Hacer cálculos similares para todos los parámetros considerados y la adopción de las tasas de carga de superficie que se muestran en la Tabla 32 para la primera y segunda etapa del sistema francés de FV lleva a cinco áreas de superficie requeridas diferentes, se escoge la de mayor superficie de todas (se señalará de color rojo).

Se dimensionan como celdas cuadradas, por lo que la relación longitud (l) y anchura (w) es:

$$l/w = 1 \quad A = l * w = w^2 \quad w = \sqrt{A}$$

Considerando que la primera etapa del sistema de VF francés se compone de tres unidades en paralelo ($n=3$, con una de trabajo y dos de descanso), el área total requerida para la primera etapa es:

$$A_T = n * A_x$$

Siendo:

$A_x = \text{El área de celda de la superficie mas defavorable (la de mayor magnitud)}$

- Paso 3: Especificar las características de las capas de filtro (1ª etapa)

Capas	Primera etapa		Segunda etapa	
	Profundidad	Material	Profundidad	Material
Espacio libre	> 30 cm	-	> 20 cm	-
Capa de filtración	30 a 80 cm	2-6 mm grava	30 a 80 cm	arena 0,25 < d ₁₀ < 0,4 mm y d ₆₀ < d ₁₀ y menos del 3% de las partículas finas
Capa de transición	10 a 20 cm	5-15 mm grava	10 a 20 cm	3-12 mm grava
Capa de drenaje	20 a 30 cm	20-60 mm grava	20 a 30 cm	20-60 mm grava

Tabla 33. Especificaciones de medios de filtrado para un diseño de humedales francés FV.
Fuente: IWA (Moelle, 2005)

Las capas del filtro seguirán las especificaciones francesas, con valores intermedios de los rangos de altura para cada capa (Tabla 33).

Paso 4: Determinar las características de cada capa

El nivel de agua que cubrirá el filtro durante cada lote corresponde al volumen de cada lote dividido por el área de superficie del filtro en funcionamiento. Las recomendaciones francesas de los humedales FV son para una capa líquida entre 2 y 5 cm (a los efectos de este estudio se considerarán 3 cm para la carga por lotes).

En primer lugar, el volumen por lote se calcula de la siguiente manera:

$$3 \text{ cm} * \frac{1\text{m}}{100\text{cm}} (\text{carga de lotes en metros}) = \frac{\text{Volumen por celda } (\frac{\text{m}^3}{\text{lote}})}{\text{Área de la cama del filtro en funcionamiento}}$$

Siendo:

$$A_x = \text{El área de celda de la superficie mas defavorable (la de mayor magnitud)} \\ = \text{Área de la cama del filtro en funcionamiento (conocido, calculado anteriormente)}$$

A continuación, el número de lotes requeridos por día se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Número de lotes por día } (\text{lotes/día}) = \frac{Q_i (\text{m}^3/\text{día})}{\text{Volumen por celda } (\text{m}^3/\text{lote})}$$

Para calcular el caudal de aguas residuales durante el lote, el HLR instantáneo mínimo de $0,5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ se utiliza:

$$\text{HLR lote } (0,5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{hora}) = \frac{\text{flujo de lotes}}{\text{Área de la cama del filtro en funcionamiento}}$$

Para este sistema se utilizará un valor redondeado al resultado de la operación anterior (flujo de lote) que corregiremos. Si se redondea y se corrige el flujo del lote se debe reajustar al HLR instantáneo, que da un factor de seguridad extra y es un número de trabajo más fácil.

$$\text{Corrección del flujo de lotes } \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right) / 60 \text{ min}/1 \text{ h} = X \text{ (m}^3/\text{minutos)}$$

$$\text{Duración de cada pulso (minutos)} = \frac{\text{Volumen por cada celda (m}^3/\text{lote)}}{X \text{ (m}^3/\text{minutos)}}$$

Esto está dentro de la gama típica de valores para una alimentación del pulso durante un lote.

Diseño de la segunda etapa

- Paso 5: Calcular las características de la entrada de carga contaminante

La calidad del efluente de la primera etapa es necesaria para utilizar como en fluido a los filtros de la segunda etapa.

Para el cálculo de la carga hidráulica:

$$\text{Superficie mínima requerida (m}^2\text{)} = \frac{Q_i \text{ (m}^3/\text{día)}}{\text{Limitante hidráulico (m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día)}}$$

La calidad esperada es calculada utilizando las tasas de eliminación de la Tabla 32, de la siguiente manera:

$$\text{Superficie mínima requerida (m}^2\text{)} = \frac{\text{Carga orgánica } \left(\frac{\text{mg}}{\text{l}}\right) (M_i) * Q_i \text{ (m}^3/\text{día)}}{\text{Limitante (gr}_{\text{CONTAMINANTE}}/\text{m}^2 \cdot \text{día)}}$$

Se repite el mismo cálculo calculan todos los parámetros contaminantes y se compara con la superficie mínima requerida para la carga hidráulica, la más desfavorable (la de mayor magnitud), será utilizada para el resto de cálculos cuando se refiere a la superficie mínima requerida.

$$\text{Eliminado de la 1}^{\text{o}} \text{ etapa (gr}_{\text{CONTAMINANTE}}/\text{m}^2 \cdot \text{día)} = \frac{\text{Carga orgánica } \left(\frac{\text{mg}}{\text{l}}\right) * Q_i \text{ (m}^3/\text{día)}}{\text{Superficie mínima requerida (m}^2\text{)}}$$

$$\begin{aligned} & \text{Reducción de la 1}^{\text{o}} \text{ etapa } \left(g^{r_{\text{CONTAMINANTE}}} / m^2 * \text{día} \right) \\ & = \text{Eliminado de la 1}^{\text{o}} \text{ etapa } \left(g^{r_{\text{CONTAMINANTE}}} / m^2 * \text{día} \right) \\ & * \% \text{Eliminado de la 1}^{\text{o}} \text{ etapa [Tabla 32]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{Resultante de la 1}^{\text{o}} \text{ etapa } \left(g^{r_{\text{CONTAMINANTE}}} / m^2 * \text{día} \right) \\ & = \text{Eliminado de la 1}^{\text{o}} \text{ etapa} - \text{Reducción de la 1}^{\text{o}} \text{ etapa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{Concentración dirigida a la 2}^{\text{o}} \text{ etapa } \left(mg/l \right) \\ & = \frac{\text{Resultante de la 1}^{\text{o}} \text{ etapa} * \text{Superficie mínima requerida}}{Q_i} \end{aligned}$$

Esta concentración final de la 1º etapa es la carga orgánica que recibe la 2ª etapa, se repite el mismo procedimiento del paso 5 para la 2º etapa concluyendo en la concentración del efluente de salida.

- Paso 6: Dimensiones de los filtros y cálculo de la concentración del efluente final

La típica segunda etapa del sistema FV francés tiene dos filtros en paralelo, alternando su funcionamiento cada 3,5 días. Esto también se adoptará aquí ($n = 2$). Las dimensiones de cada filtro se basan en las tasas máximas de carga para la segunda etapa siguiendo el mismo procedimiento que la primera etapa. Esto incluye las iteraciones y el dimensionamiento final basado en el área de limitación, es decir, la elección de la *Superficie mínima requerida* (m^2).

Las concentraciones finales de efluentes se calculan basándose en las eficiencias de eliminación de la Tabla 32.

La calidad del efluente producida por el diseño adoptado aquí satisface los requisitos de la descarga y es mejor que el funcionamiento medio de una planta francesa típica del tratamiento de FV. Esto se debe a que el tamaño se redondeaba hacia arriba a partir de los criterios más restrictivos, el nitrógeno. Al igual que con otras tecnologías de tratamiento, el diseñador puede elegir el grado de riesgo y seguridad en los parámetros de diseño elegidos. Se recomienda encarecidamente evitar un diseño que ofrezca calidad de efluentes demasiado cerca de los límites garantizados.

- Paso 7: Especificar las características de las capas de filtro (2º etapa)

Consultar la Tabla 33 y seguir los mismos procedimientos del paso 3.

- Paso 8: Realizar un esquema del sistema

5.4.1. Consideraciones hidráulicas

Como se comentó en el capítulo 4 y se enfatiza en varios lugares de este estudio las condiciones insaturadas del medio filtrante en las unidades de FV implican que varias consideraciones hidráulicas (incluyendo el concepto de tiempo de retención), los enfoques de modelado y las especificaciones de diseño exclusivas para los medios saturados (p.ej. *HAFSSH*) no son aplicables aquí.

Los filtros se dosifican sobre una base alterna, para que un filtro se alimente mientras los otros están descansando (Figura 84). Estas alternancias son fundamentales para el buen funcionamiento del humedal francés VF. Alimentación alterna por gravedad ayuda a controlar el crecimiento de la biomasa adjunta en la superficie del medio filtrante, ayuda a mantener las condiciones aeróbicas dentro del propio lecho del filtro, y el SIDA en mineralización de la materia orgánica que se acumula en la superficie de los filtros de la primera etapa. Los filtros de la primera etapa se alimentan generalmente por 3,5 días y se reclinan por 7 días.

Los filtros de la segunda etapa se alimentan generalmente por 3,5 días y descansan por 3,5 días. El patrón de alimentación requiere que el operador del sistema visite la planta de tratamiento dos veces por semana, para cambiar la alimentación, y asegurarse de que el sistema funciona correctamente. El número de visitas de operador podría reducirse con la instalación de un controlador lógico programable (PLC) alimentando el sistema.



Figura 85. Régimen operacional para la primera etapa del sistema francés, con tres camas alternando los períodos que alimente y descansa sobre un ciclo completo. En Francia, cada fase es típicamente para 3,5 d y el ciclo completo es para $3 \times 3,5 = 10,5$ d (3,5 d alimentación, 7,0 d descanso). Fuente: IWA

El patrón de alimentación alterna ayuda a:

- Asegurar una adecuada transferencia de oxígeno a los medios porosos.
- Estabilice la capa de depósito en la parte superior de los lechos del filtro en la etapa de reposo.
- Implementar fases de reposo que no produzcan estrés en las plantas (por ejemplo, falta de agua)
- Mantenga la cubierta de la nieve para el aislamiento de calor máximo durante períodos secos en climas fríos. La dosificación dos veces por semana (en comparación con una vez por semana) da lugar a una profundidad de estanques más superficial de las aguas residuales en la superficie de la cama, que ayuda a prevenir la cubierta de la nieve de derretir (artículo de Prost-boucle, 2015).

En climas tropicales, las temperaturas más cálidas permiten una actividad biológica más rápida. Como resultado, el depósito orgánico no requiere una semana entera para ser estabilizado. Esto, combinado con requisitos de calidad de efluentes a menudo menos estrictos, resulta en la alimentación alterna que se mantiene a dos veces por semana, pero con sólo dos filtros en la primera etapa (Molle, 2015).

Los filtros se dosifican en lotes. El volumen de un solo lote debe estar entre 2 y 5 cm en el filtro en funcionamiento para asegurar una distribución adecuada del agua a través de la superficie del filtro. El límite superior de 5 cm minimiza el riesgo del caudal referencial (cortocircuito). La figura 86 ilustra la secuencia operativa durante un lote.

Para mantener las condiciones aeróbicas en el filtro, la oxigenación pasiva en la parte inferior del filtro es necesaria. Tuberías de desagüe (mínimo diámetro 100 mm) contienen ranuras (longitud: $\frac{1}{3}$ de la circunferencia de la tubería, ancho: superior a 8 mm) por cada 10 cm de longitud del tubo de desagüe. Las ranuras se colocan para permitir que el aire entre a través de la tapa de las pipas del drenaje mientras que las aguas residuales tratadas recogidos en la parte inferior de las tuberías de drenaje.

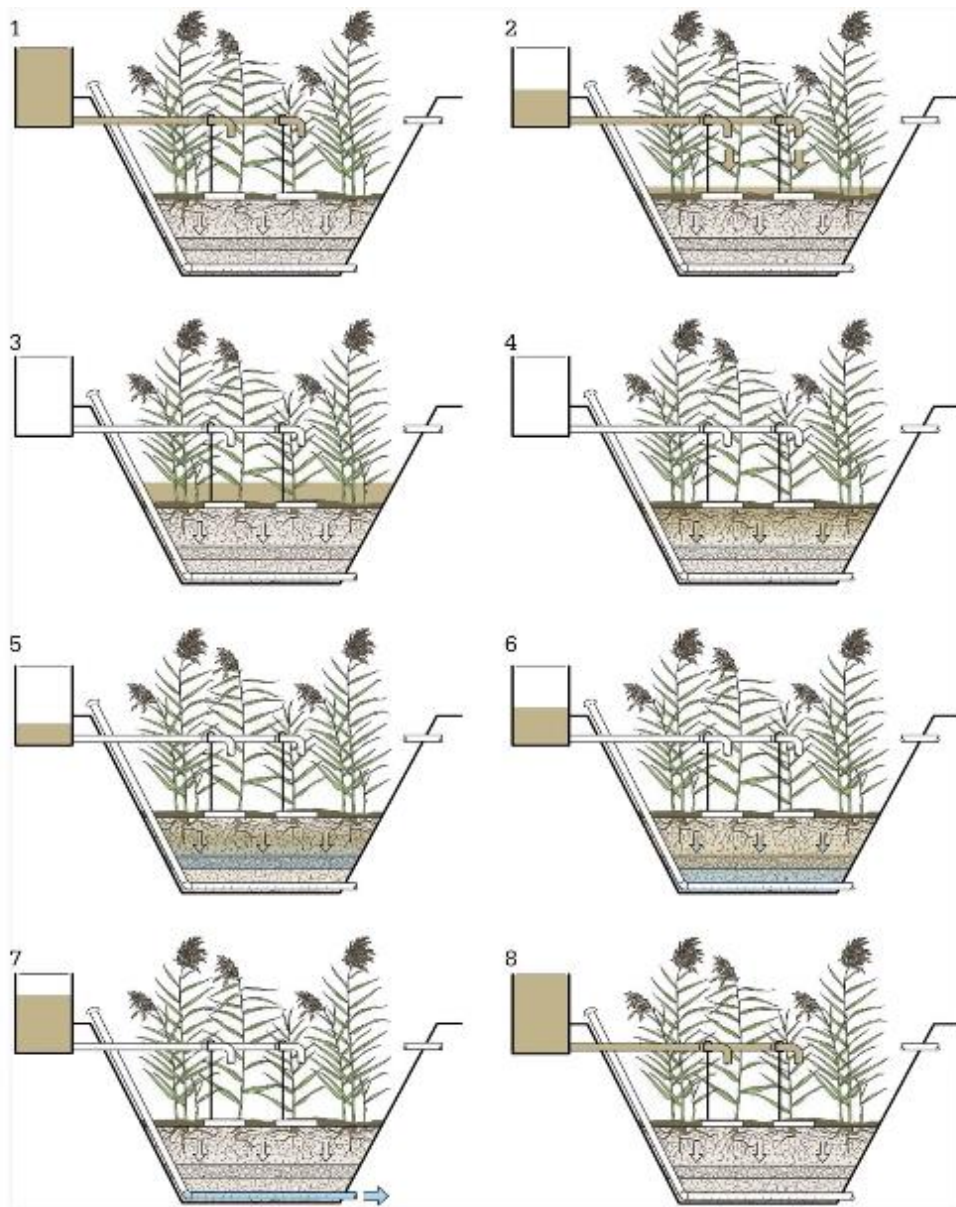


Figura 86. Secuencia operativa para una célula de un humedal francés VF durante una carga por lotes al filtro en funcionamiento. La secuencia se mueve por filas de arriba a abajo. Fuente: IWA

La distribución del agua es diferente durante cada etapa de tratamiento (Figura 86). En la primera etapa, se utilizan tubos grandes (> 110 mm de diámetro para sistemas de pequeña escala, tubos de 160 – 200 mm de diámetro para sistemas más grandes) para distribuir las aguas residuales crudas a un punto de alimentación por 50 m². En la segunda etapa se utilizan tubos más pequeños (> 110 mm de diámetro) con orificios taladrados (diámetro de 8 mm). Las tuberías de los filtros de la segunda etapa se colocan directamente sobre la superficie del filtro. Para los filtros de primera y segunda etapa, se debe tener cuidado para evitar

capa de filtración. En los filtros de la primera etapa, es necesario un caudal mínimo de 0,5 m³/h * m² por lote para distribuir correctamente el agua, mientras que, en los filtros de la segunda etapa, la presión del agua residual (o la altura del chorro) en los orificios exteriores debe ser mayor o igual a 30 cm.

5.4.2. Cálculos de la situación actual

Parámetros	Valor	Unidad
Dotación	0,160	m ³ / día* h.e.
Dotación máx.	0,249	m ³ / día* h.e.
Población	1094	h.e.
Q _i	175,000	m ³ / día
HLR mínimo instantaneo Paso 4	0,5	m ³ / m ² * h

Tabla 34. Datos previos básicos (paso 1) de humedales francés FV. Fuente: IWA

DISEÑO PRIMER ESCENARIO						PASO 2
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor	Unidad	
HLR	472,97	m ²	w=l	21,7479418	m	
Sólidos en suspensión	218,75	m ²	w=l	14,7901995	m	
DBO ₅	437,50	m ²	w=l	20,9165007	m	
DQO	265,63	m ²	w=l	16,298006	m	
Nitrógeno total	273,44	m ²	w=l	16,5359457	m	
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor	Unidad	
w=l adoptados	22	m	Atotal	1452	m ²	
w=l adoptados	15	m	Atotal	675	m ²	
w=l adoptados	21	m	Atotal	1323	m ²	
w=l adoptados	16,5	m	Atotal	817	m ²	
w=l adoptados	17	m	Atotal	867	m ²	

Tabla 35. Diseño de las celdas humedales francés FV. Fuente: IWA (cálculos Excel)

DISEÑO PRIMER ESCENARIO						PASO 3
VOLUMEN DE APOYO DEL MATERIAL			RANGOS DE ALTURA DE CADA CAPA			
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor	Unidad	TABLA 33
n	3,00	nº ud en paralelo	Espacio libre	0,50	m	
Capa principal	290,40	m ³	Capa principal	0,60	m	
Capa de transición	72,60	m ³	Capa de transición	0,15	m	
Capa de drenaje	145,20	m ³	Capa de drenaje	0,30	m	
VOLUMEN DE APOYO DEL MATERIAL * Nº CELDAS			htotal	1,55	m	
Parámetros	Valor	Unidad				
Capa principal	871,20	m ³				
Capa de transición	217,80	m ³				
Capa de drenaje	435,60	m ³				

Tabla 36. Elección de profundidad de las capas, tabla relacionada con la Tabla 33. Fuente: IWA. (Cálculos Excel)

DISEÑO PRIMER ESCENARIO - Características de cada lote					
Capa líquida [2 - 5] cm				0,03 m / lote	PASO 4
VOLUMEN POR LOTE			Nº DE LOTES POR DÍA		
Parámetros	Valor	Unidad	Valor	Unidad	
Cálculo por celda	14,5	m ³ / lote	12	lotes / día	
FLUJO DEL LOTE					
Parámetros	Valor	Unidad	Valor corregido	Unidad	
HLR	242	m ³ / h	242	m ³ / h	
HLR inst	0,50	m ³ / m ² * h	-	-	
Flujo	4,033333333	m ³ / min	4,033333333	m ³ / min	
Duración cada lote	3,6	minutos	4,0	minutos	

Tabla 37. Definición de volumen por dosis de alimentación, es decir, cada lote corresponde los intervalos de la alimentación al humedal. Fuente: IWA. (Cálculos Excel)

DISEÑO SEGUNDO ESCENARIO						
Cálculo resultante de las características del influente (1º escenario)						
Parámetros (CONTAMINANTE)	HLR	Sólidos en suspensión	DBO ₅	DQO	Nitrógeno total	Unidad
Parámetros (EFLUENTES)	Valor					
Carga orgánica de entrada (flujo HLR m ³ /día)	175	188	375	531	47	mg/l
Limitante (flujo HLR m ³ / m ² * día)	0,37	150	150	350	30	g / m ² * día
Superficie mínima requerida	473	219	438	266	273	m ²
Eliminado de la 1ªetapa (flujo HLR)	-	67,79	135,59	192,08	16,95	g / m ² * día
Reducción de la 1ªetapa (flujo HLR)	-	61,01	122,03	153,67	11,10	g / m ² * día
Resultante de la 1ª etapa	-	6,78	13,56	38,42	5,85	g / m ² * día
Concentración de efluente a 2ª etapa	175	18,8	37,5	106,3	16,2	mg/l
Cálculo resultante de las características del influente (2º escenario)						
Parámetros (CONTAMINANTE)	HLR	Sólidos en suspensión	DBO ₅	DQO	Nitrógeno total	Unidad
Parámetros (EFLUENTES)	Valor					
Flujo de entrada	175,00	18,75	37,50	106,25	16,18	mg / l
Tasas máximas de carga de superficie recomendadas	0,37	30,00	20	70	15	g / m ² * día
Superficie mínima requerida	473	109	328	266	189	m ²
Eliminado de la 2ªetapa (flujo HLR)	-	6,78	13,56	38,42	5,85	g / m ² * día
Reducción de la 2ªetapa (flujo HLR)	-	5,42	10,85	28,81	5,48	g / m ² * día
Resultante de la 2ª etapa	-	1,36	2,71	9,60	0,37	g / m ² * día
Concentración de efluente de salida	175,00	3,8	7,5	26,6	1,0	mg/l

 PASO
5

 PASO
6.1.

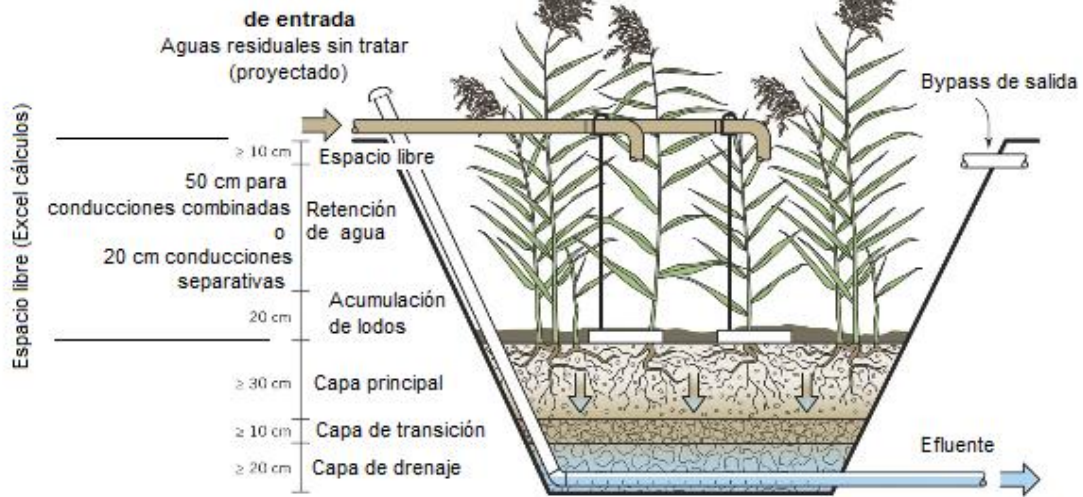
Tabla 38. Calidad de los efluentes a la salida de las dos etapas, eliminación de las cargas contaminantes.
Fuente: IWA. (Cálculos Excel)

DISEÑO SEGUNDO ESCENARIO						
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor	Unidad	PASO 6.2.
HLR	472,97	m ²	w=l	21,7479	m	
Sólidos en suspensión	109,38	m ²	w=l	10,4583	m	
DBO ₅	328,13	m ²	w=l	18,1142	m	
DQO	265,63	m ²	w=l	16,298	m	
Nitrógeno total	188,81	m ²	w=l	13,7407	m	
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor	Unidad	
w=l adoptados	22	m	Atotal	968	m ²	
w=l adoptados	12	m	Atotal	288	m ²	
w=l adoptados	13	m	Atotal	338	m ²	
w=l adoptados	16	m	Atotal	512	m ²	
w=l adoptados	2	m	Atotal	8	m ²	
DISEÑO SEGUNDO ESCENARIO						PASO 7
VOLUMEN DE APOYO DEL MATERIAL			RANGOS DE ALTURA DE CADA CAPA			
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor	Unidad	TABLA 33
n	2,00	nº ud en paralelo	Espacio libre	0,30	m	
Capa principal	242,00	m ³	Capa principal	0,50	m	
Capa de transición	72,60	m ³	Capa de transición	0,15	m	
Capa de drenaje	121,00	m ³	Capa de drenaje	0,25	m	
VOLUMEN DE APOYO DEL MATERIAL * Nº CELDAS			htotal	1,20	m	
Parámetros	Valor	Unidad				
Capa principal	484,00	m ³				
Capa de transición	145,20	m ³				
Capa de drenaje	242,00	m ³				

Tabla 39. Elección de profundidad de las capas, tabla relacionada con la Tabla 33. Fuente: IWA. (Cálculos Excel)

Esquema del HAFSSF

PRIMERA ETAPA



SEGUNDA ETAPA

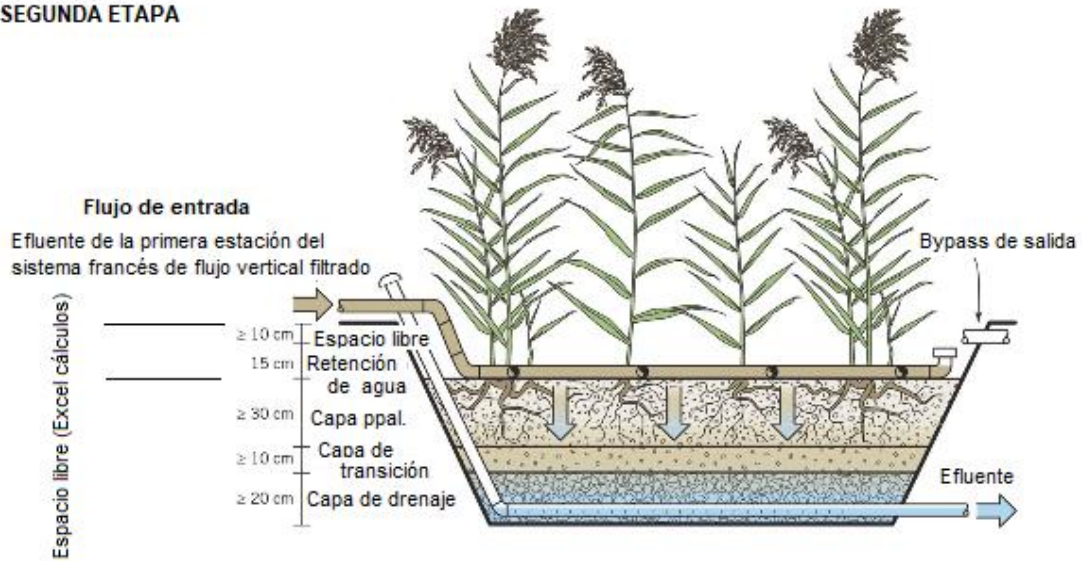
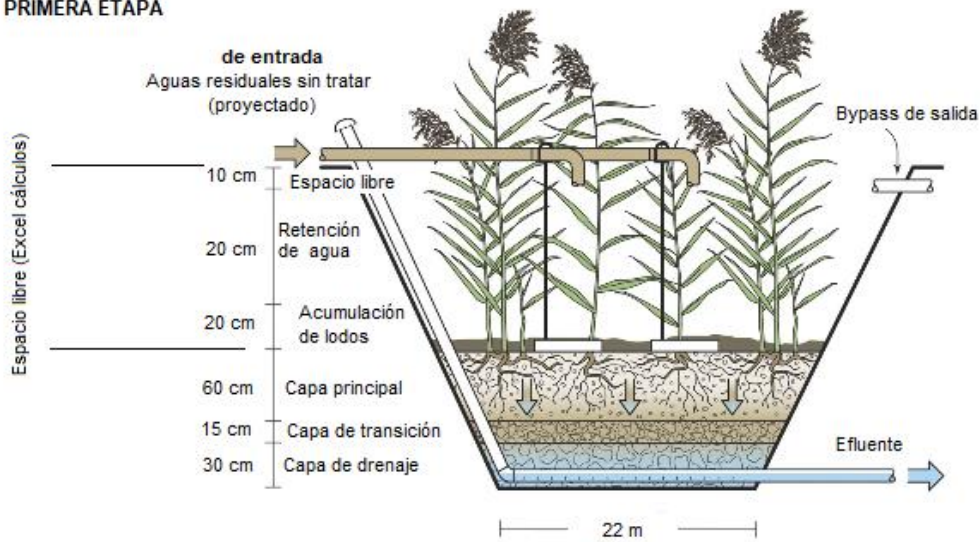


Figura 87. Imagen que muestra las cotas obligatorias estándar y detalles del humedal (no a escala), la figura de arriba corresponde a la primera estación y la de abajo a la segunda etapa. Fuente: IWA

PRIMERA ETAPA



SEGUNDA ETAPA

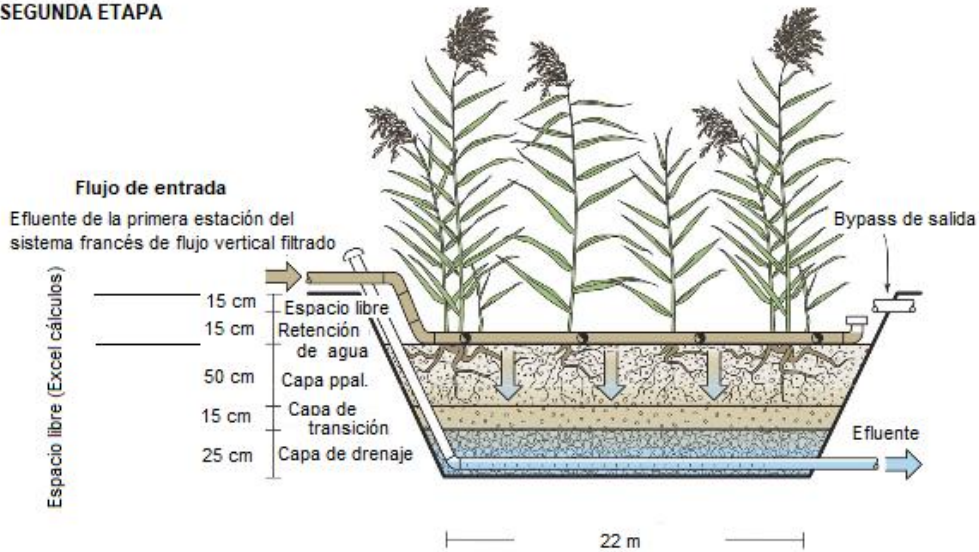
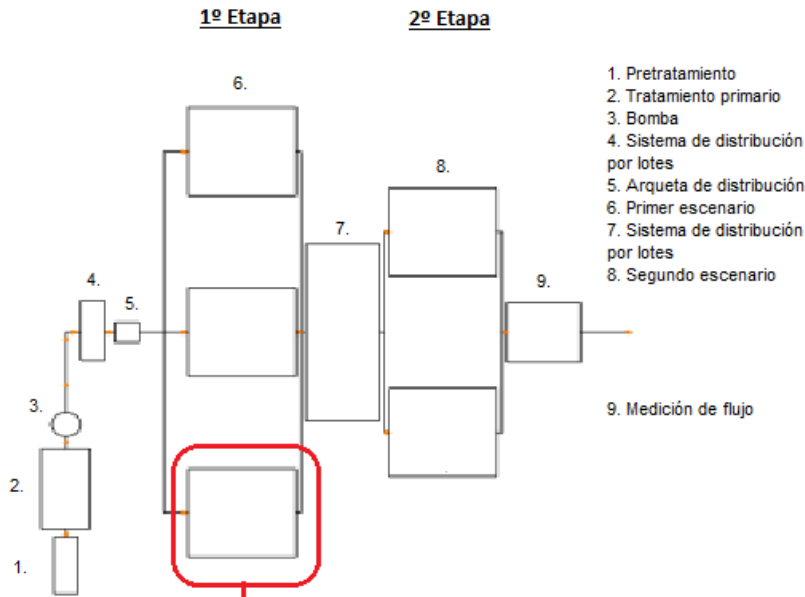


Figura 88. Imagen que muestra las cotas y detalles del humedal calculado (no a escala), la figura de arriba corresponde a la primera estación (corte A-A') y la de abajo a la segunda etapa (corte B-B'). Fuente: IWA



Sistema de recojida:

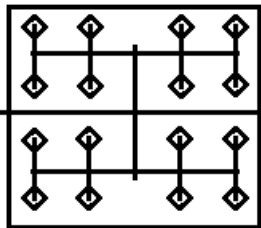
1º Etapa = 2º Etapa

Consiste en una red de tuberías perforadas situada en el fondo de cada una de las celdas. Las tuberías se cubren con una capa de gravas gruesas que evita que el medio granular entre dentro de las tuberías (PVC) por las perforaciones (5 mm agujero)

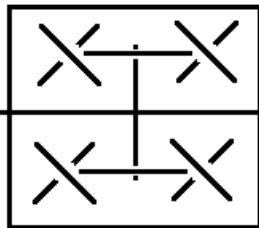
$$1 \text{ tubería} / 4 \text{ m}^2 * 468 \text{ m}^2 / \text{celda} \cong$$

$$117 \frac{\text{tuberías aireación y recogida del efluente}}{\text{celda}}$$

1º Etapa



2º Etapa



Sistema de distribución:

1º Etapa: Tuberías de Ø = 160 mm en altura que reparten de manera equitativa con 0,150 ml / m²

2º Etapa: Sistema de distribución igual al HAFSSV sistema radial con Ø = 100 mm asentadas sobre el medio granular

$$1^\circ \text{ Etapa} \quad 0,150 \text{ ml/m}^2 * 468 \text{ m}^2 / \text{celda} \cong 70 \frac{\text{ml tuberías de distribución}}{\text{celda}}$$

DETALLES DE LAS CELDAS

A-A' Sección mostrada

B-B' Sección mostrada

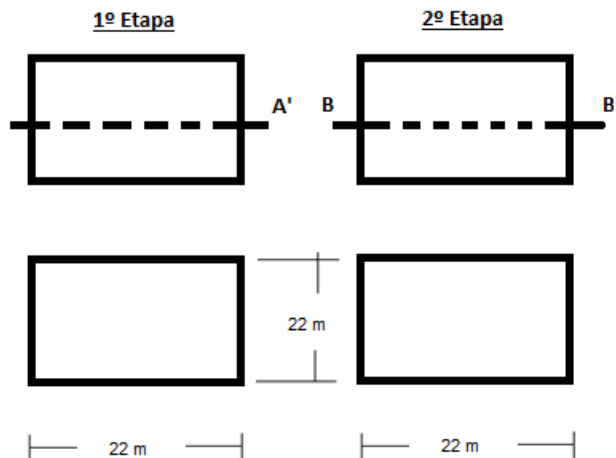


Figura 89. Imagen que muestra la disposición de las celdas del humedal (no a escala). Fuente propia

5.4.3. Cálculos de la situación horizonte

Parámetros	Valor	Unidad
Dotación	0,160	m ³ / día* h.e.
Dotación máx.	0,083	m ³ / día* h.e.
Población	3281	h.e.
Qi	525,000	m ³ / día
HLR mínimo instantáneo Paso 4	0,5	m ³ / m ² * h

Tabla 40. Datos previos básicos (paso 1) de humedales francés FV. Fuente: IWA

DISEÑO PRIMER ESCENARIO						PASO 2
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor	Unidad	
HLR	1418,92	m ²	w=l	37,6685402	m	
Sólidos en suspensión	656,25	m ²	w=l	25,6173769	m	
DBO ₅	1312,50	m ²	w=l	36,2284419	m	
DQO	796,88	m ²	w=l	28,2289745	m	
Nitrógeno total	820,31	m ²	w=l	28,6410981	m	
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor	Unidad	
w=l adoptados	38	m	Atotal	4332	m ²	
w=l adoptados	15	m	Atotal	675	m ²	
w=l adoptados	21	m	Atotal	1323	m ²	
w=l adoptados	16,5	m	Atotal	817	m ²	
w=l adoptados	17	m	Atotal	867	m ²	

Tabla 41. Diseño de las celdas humedales francés FV. Fuente: IWA (cálculos Excel)

DISEÑO PRIMER ESCENARIO						PASO 3
VOLUMEN DE APOYO DEL MATERIAL			RANGOS DE ALTURA DE CADA CAPA			
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor	Unidad	TABLA 33
n	3,00	nº ud en paralelo	Espacio libre	0,50	m	
Capa principal	866,40	m ³	Capa principal	0,60	m	
Capa de transición	216,60	m ³	Capa de transición	0,15	m	
Capa de drenaje	433,20	m ³	Capa de drenaje	0,30	m	
VOLUMEN DE APOYO DEL MATERIAL * Nº CELDAS			htotal	1,55	m	
Parámetros	Valor	Unidad				
Capa principal	2599,20	m ³				
Capa de transición	649,80	m ³				
Capa de drenaje	1299,60	m ³				

Tabla 42. Elección de profundidad de las capas, tabla relacionada con la Tabla 33. Fuente: IWA. (Cálculos Excel)

DISEÑO PRIMER ESCENARIO - Características de cada lote					
Capa líquida [2 - 5] cm				0,03 m / lote	PASO 4
VOLUMEN POR LOTE			Nº DE LOTES POR DÍA		
Parámetros	Valor	Unidad	Valor	Unidad	
Cálculo por celda	8,7	m ³ / lote	61	lotes / día	
FLUJO DEL LOTE					
Parámetros	Valor	Unidad	Valor corregido	Unidad	
HLR	144,5	m ³ / h	150	m ³ / h	
HLR inst	0,10	m ³ / m ² * h	-	-	
Flujo	2,408333333	m ³ / min	2,5	m ³ / min	
Duración cada lote	3,6	minutos	4,0	minutos	

Tabla 43. Definición de volumen por dosis de alimentación, es decir, cada lote corresponde los intervalos de la alimentación al humedal. Fuente: IWA. (Cálculos Excel)

DISEÑO SEGUNDO ESCENARIO						
Cálculo resultante de las características del influente (1º escenario)						
Parámetros (CONTAMINANTE)	HLR	Sólidos en suspensión	DBO ₅	DQO	Nitrógeno total	Unidad
Parámetros (EFLUENTES)	Valor					
Carga orgánica de entrada (flujo HLR m ³ /día)	525	188	375	531	47	mg/l
Limitante (flujo HLR m ³ / m ² * día)	0,37	150	150	350	30	g / m ² * día
Superficie mínima requerida	1419	656	1313	797	820	m ²
Eliminado de la 1ªetapa (flujo HLR)	-	68,17	136,34	193,15	17,04	g / m ² * día
Reducción de la 1ªetapa (flujo HLR)	-	61,35	122,71	154,52	11,15	g / m ² * día
Resultante de la 1ª etapa	-	6,82	13,63	38,63	5,90	g / m ² * día
Concentración de efluente a 2º etapa	525	18,8	37,5	106,3	16,2	mg/l
Cálculo resultante de las características del influente (2º escenario)						
Parámetros (CONTAMINANTE)	HLR	Sólidos en suspensión	DBO ₅	DQO	Nitrógeno total	Unidad
Parámetros (EFLUENTES)	Valor					
Flujo de entrada	525,00	18,75	37,50	106,25	16,22	mg / l
Tasas máximas de carga de superficie recomendadas	0,37	30,00	20	70	15	g / m ² * día
Superficie mínima requerida	1419	328	984	797	568	m ²
Eliminado de la 2ªetapa (flujo HLR)	-	6,82	13,63	38,63	5,90	g / m ² * día
Reducción de la 2ªetapa (flujo HLR)	-	5,45	10,91	28,97	5,51	g / m ² * día
Resultante de la 2ª etapa	-	1,36	2,73	9,66	0,38	g / m ² * día
Concentración de efluente de salida	525,00	3,8	7,5	26,6	1,1	mg/l

Tabla 44. Calidad de los efluentes a la salida de las dos etapas, eliminación de las cargas contaminantes.

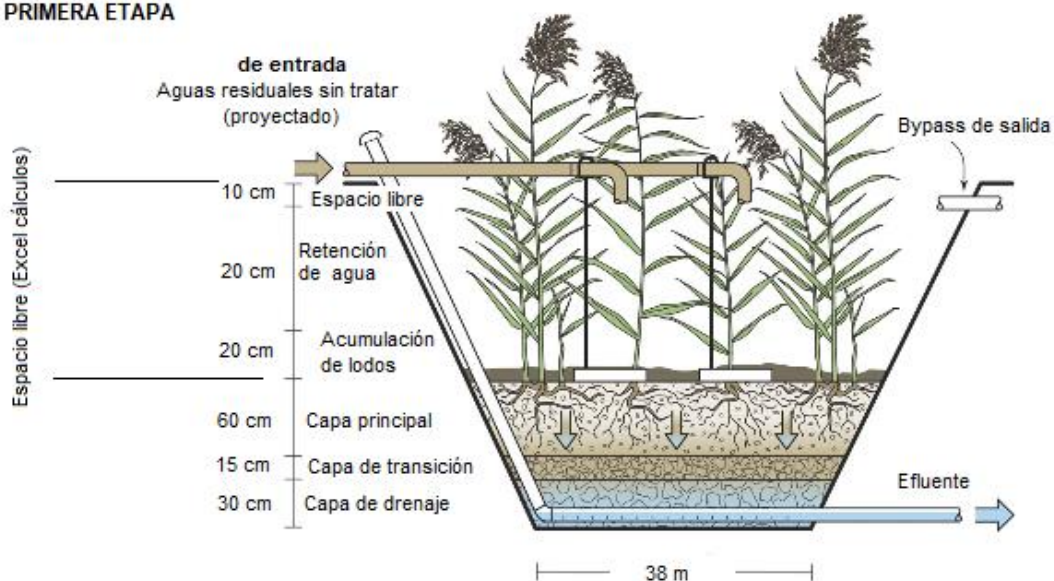
Fuente: IWA. (Cálculos Excel)

DISEÑO SEGUNDO ESCENARIO						PASO 6.2.
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor	Unidad	
HLR	1418,92	m ²	w=l	37,66854018	m	
Sólidos en suspensión	328,13	m ²	w=l	18,11422093	m	
DBO ₅	984,38	m ²	w=l	31,374751	m	
DQO	796,88	m ²	w=l	28,22897448	m	
Nitrógeno total	567,53	m ²	w=l	23,82294451	m	
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor	Unidad	
w=l adoptados	38	m	Atotal	2888	m ²	
w=l adoptados	19	m	Atotal	722	m ²	
w=l adoptados	32	m	Atotal	2048	m ²	
w=l adoptados	19	m	Atotal	722	m ²	
w=l adoptados	24	m	Atotal	1152	m ²	
DISEÑO SEGUNDO ESCENARIO						PASO 7
VOLUMEN DE APOYO DEL MATERIAL			RANGOS DE ALTURA DE CADA CAPA			
Parámetros	Valor	Unidad	Parámetros	Valor	Unidad	TABLA 5.2.
n	2,00	nº ud en paralelo	Espacio libre	0,30	m	
Capa principal	722,00	m ³	Capa principal	0,50	m	
Capa de transición	216,60	m ³	Capa de transición	0,15	m	
Capa de drenaje	361,00	m ³	Capa de drenaje	0,25	m	
VOLUMEN DE APOYO DEL MATERIAL * Nº CELDAS			htotal	1,20	m	
Parámetros	Valor	Unidad				
Capa principal	1444,00	m ³				
Capa de transición	433,20	m ³				
Capa de drenaje	722,00	m ³				

Tabla 45. Elección de profundidad de las capas, tabla relacionada con la Tabla 33. Fuente: IWA. (Cálculos Excel)

Esquema del HAFSSF

PRIMERA ETAPA



SEGUNDA ETAPA

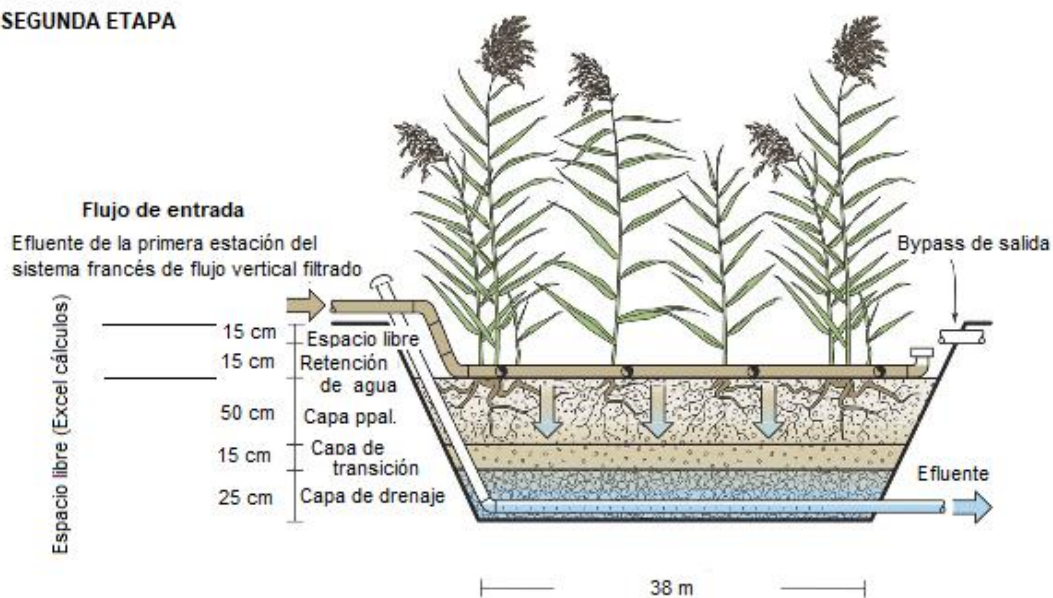
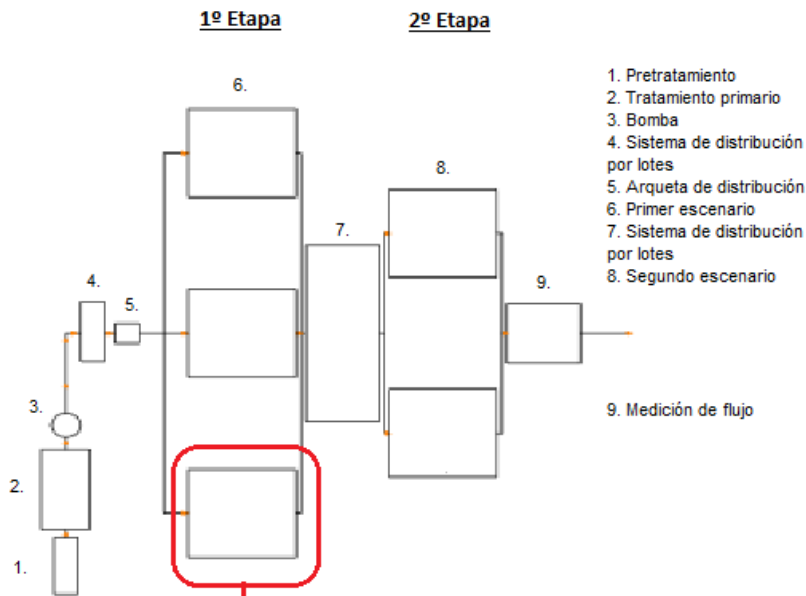


Figura 88. Imagen que muestra las cotas y detalles del humedal calculado (no a escala), la figura de arriba corresponde a la primera estación (corte A-A') y la de abajo a la segunda etapa (corte B-B'). Fuente: IWA



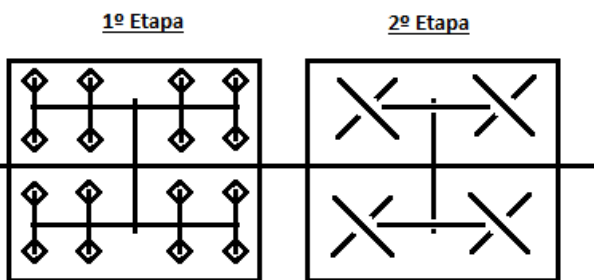
Sistema de recogida:

1º Etapa = 2º Etapa

Consiste en una red de tuberías perforadas situada en el fondo de cada una de las celdas. Las tuberías se cubren con una capa de gravas gruesas que evita que el medio granular entre dentro de las tuberías (PVC) por las perforaciones (5 mm agujero)

$$1 \text{ tubería} / 4 \text{ m}^2 * 1444 \text{ m}^2 / \text{celda} \cong$$

$$361 \frac{\text{tuberías aireación y recogida del efluente}}{\text{celda}}$$



Sistema de distribución:

1º Etapa: Tuberías de $\varnothing = 160$ mm en altura que reparten de manera equitativa con $0,150 \text{ ml} / \text{m}^2$

2º Etapa: Sistema de distribución igual al HAFSSV sistema radial con $\varnothing = 100$ mm asentadas sobre el medio granular

$$1^\circ \text{ Etapa} \quad 0,150 \text{ ml} / \text{m}^2 * 1440 \text{ m}^2 / \text{celda} \cong 217 \frac{\text{ml tuberías de distribución}}{\text{celda}}$$

DETALLES DE LAS CELDAS

A-A' Sección mostrada

B-B' Sección mostrada

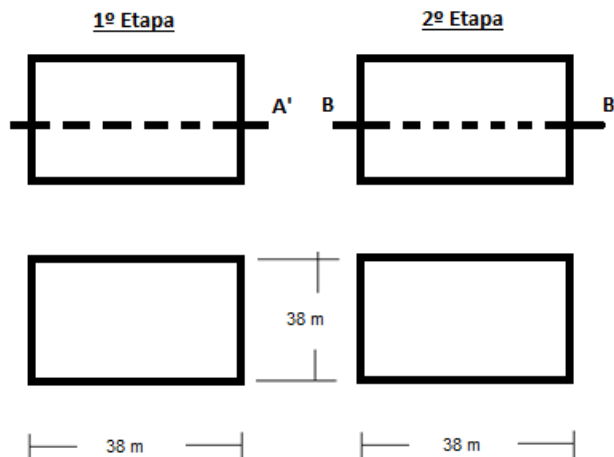


Figura 89. Imagen que muestra la disposición de las celdas del humedal (no a escala). Fuente propia

6. Explotación y mantenimiento

Las operaciones de explotación y mantenimiento que se deben realizar durante la puesta en marcha son algo diferentes de las que se realizan el resto del tiempo.

6.1. Puesta en marcha

Se considera que la puesta en marcha ha finalizado cuando la vegetación está bien consolidada, es decir aproximadamente un año o ciclo biológico. Las poblaciones bacterianas responsables en gran parte de la eliminación de los contaminantes se desarrollan en un periodo que va de 3 a 6 meses.

Durante la puesta en marcha, y generalmente después de la plantación, es conveniente que el nivel de agua aflore en la superficie de los humedales unos centímetros (por ejemplo, 2cm.) para evitar el crecimiento de malas hierbas. No obstante, esto puede provocar malos olores y presencia de insectos con lo que es probable que se tenga que disminuir el nivel. Se puede entonces intentar alternar periodos de encharcamiento y otros de nivel normal.

Los conejos pueden causar daños serios al carrizo cuando este está recién plantado ya que arrancan los nuevos brotes antes de que las raíces y rizomas hayan crecido suficientemente como para fijar bien la planta al medio granular. El problema se acentúa en sistemas plantados a final de año (a partir de septiembre) o al inicio de la primavera (marzo), ya que el desarrollo de la vegetación no es suficiente para reemplazar las pérdidas. Se ha comprobado que la actividad de los conejos disminuye cuando se permite un encharcamiento de unos 10 cm. Los conejos pueden entrar en el humedal o cruzarlo cuando está encharcado, pero no permanecen en él durante mucho tiempo, por lo que los daños se reducen.

Durante la plantación se debe tener especial cuidado de no incluir accidentalmente malas hierbas. El viento puede transportar semillas de malas hierbas que crecen entre la grava del humedal a gran velocidad afectando la consolidación de la vegetación plantada y causando en algunos casos pérdida de armonía visual. El encharcamiento del humedal a uno o dos centímetros por encima del medio granular justo después de realizarse la plantación puede prevenir e incluso inhibir el crecimiento de las malas hierbas. Este nivel de inundación se debe intentar mantener al menos durante los dos primeros meses. Durante este tiempo, especialmente cuando la plantación se haya realizado entre abril y agosto, podrían desarrollarse algas filamentosas o incluso lentejas de agua. Para evitarlo se pueden intercalar periodos de 2 ó 3 días con flujo subterráneo.

Cuando los humedales no se pueden encharcar debido a los malos olores o a la presencia de insectos, las malas hierbas deberán arrancarse manualmente.

6.2. Mantenimiento rutinario

Es muy importante que los tratamientos previos funcionen correctamente de forma continuada ya que en caso contrario se acelerará el proceso de colmatación de los humedales. Por tanto, es necesario revisar por lo menos dos veces por semana los procesos unitarios de pretratamiento y tratamiento primario. En saneamientos autónomos esta revisión puede realizarse una vez cada dos semanas.

También durante esa revisión semanal se comprobará que el agua fluya adecuadamente por todos los elementos del sistema para observar si hay obturaciones. Los sistemas de vertido a las celdas deberán limpiarse con una periodicidad comprendida entre 1 y 6 meses.

La revisión semanal también incluirá un control del nivel de inundación del humedal. No debe permitirse en ningún caso que las raíces de las plantas se queden sin agua y por tanto se vigilará que el nivel de agua se mantenga unos 5 cm por debajo de la superficie del medio granular.

La extracción de lodos del tratamiento primario se empezará a realizar después de que el sistema haya estado en marcha como mínimo un año. Se estimará que cantidad de lodos hay que extraer cada 3-6 meses para que el tiempo de digestión de los lodos sea el proyectado. En general, lo más adecuado y cómodo es estimar cada cuanto se debe extraer el volumen equivalente a un camión cuba (depende de su tamaño, pero suelen tener capacidad para almacenar unos 10 m³).

6.3. Operaciones a largo plazo

Se recomienda realizar siegas cada año cuando empiecen a secarse las partes aéreas de las plantas. En la zona Mediterránea esto ocurre aproximadamente en noviembre. Las siegas se pueden realizar con maquinaria ligera como se ilustra en la Figura 90. En la imagen se pueden observar las partes aéreas de los vegetales todavía no recogidas. Nótese que las ruedas delanteras del vehículo se encuentran sobre la franja de material de gran tamaño de la zona de entrada. En las cercanías a taludes la siega debe ser manual para reducir el riesgo de causar cortes y pinchazos a la lámina impermeable. Las siegas son necesarias para eliminar material vegetal que se descompone en la superficie del medio granular y acelera el proceso de colmatación. También contribuyen a la eliminación de nutrientes. El material retirado se puede compostar o quemar (Figura 91).



Figura 90. Maquinaria ligera usada para la siega de los vegetales en el interior de un humedal de flujo subsuperficial.
Fuente: Depuración con humedales construidos (García y Corzo, 2008)

Cuando la colmatación del medio granular es muy severa, apareciendo extensas zonas encharcadas y reduciéndose la eficiencia del sistema, se debe proceder a la sustitución del medio. En principio los sistemas se diseñan para que la colmatación, si aparece, lo haga hacia el final de la vida útil de la instalación. No obstante, una excesiva carga contaminante, junto con una gran acumulación de restos vegetales puede reducir notablemente los espacios intersticiales y obturar el medio granular antes de lo

previsto. Otras veces la colmatación se relaciona con sistemas que no han sido bien diseñados y que, en periodos cortos, de 3 a 4 años, ya empiezan a mostrar síntomas.

En sistemas de flujo horizontal se ha comprobado que los vaciados intermitentes permiten solucionar temporalmente síntomas de colmatación. No obstante, a medio-largo plazo éstos que presentan síntomas acaban por obturarse.

La prevención de la colmatación pasa por tener buenos diseños y realizar una buena explotación y mantenimiento de los sistemas.



Figura 91. Cubas de almacenamiento para la fermentación de plantas retiradas (siega de la vegetación) y lodos mezclados con residuos orgánicos urbanos, elaboran químicamente abono. Fuente propia (visita a campo)

7. Usos del agua

La Directiva europea 91/271/CEE sobre tratamiento de aguas residuales indica que los municipios de menos de 2.000 habitantes equivalentes (hab-eq) o de menos de 10.000 pero con vertido en zonas costeras abiertas deben depurar sus aguas con un tratamiento adecuado. El resto de núcleos deben cumplir con los requisitos especificados en la Figura 92, y adicionalmente con los de la Figura 93 si su vertido se realiza en zonas sensibles propensas a la eutrofización. Nótese que estas tablas se reproducen parcialmente; para un mayor detalle se recomienda revisar el texto de la Directiva.

Así pues, para los pequeños municipios la Directiva 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 de calidad claros, lo que se ha venido haciendo hasta la fecha en muchos lugares es aplicar los valores de las tablas representadas en las figuras 92 y 93 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.

Parámetro	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (1)	Método de medida de referencia
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO ₅ a 20 °C) sin nitrificación (2)	25 mg/L	70-90	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Determinación del oxígeno disuelto después de 5 días de incubación a 20 °C ± 1 °C, en completa oscuridad.
		40 de conformidad con el apartado 2 del artículo 4	Aplicación de un inhibidor de la nitrificación.
Demanda química de oxígeno (DQO)	125 mg/L	75	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Dicromato potásico.
	35 mg/l (3)	90 (3)	
Total de sólidos en suspensión	35 de conformidad con el apartado 2 del artículo 4 (más de 10000 hab-eq)	90 de conformidad con el apartado 4 (más de 10000 hab-eq)	Filtración de una muestra representativa a través de una membrana de filtración de 0,45 micras. Secado a 105 °C y pesaje.
	60 de conformidad con el apartado 2 del artículo 4 (de 2000 a 10000 hab-eq)	70 de conformidad con el apartado 2 del artículo 4 (de 2000 a 10000 hab-eq)	Centrifugación de una muestra representativa (durante 5 minutos como mínimo, con una aceleración media de 2800 a 3200 g.), secado a 105 °C y pesaje.

1. Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada.
2. Este parámetro puede sustituirse por otro: carbono orgánico total (COT) o demanda total de oxígeno (DTO), si puede establecerse una correlación entre DBO₅ y el parámetro sustitutivo.
3. Este requisito es optativo.

Figura 92. 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. Se aplicará el valor de concentración o el porcentaje de reducción. Fuente: Depuración con humedales construidos (García y Corzo, 2008)

Parámetro	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (1)	Método de medida de referencia
Fósforo total	2 mg/L P (de 10000 a 100000 hab-eq).	80	Espectrofotometría de absorción molecular
	1 mg/L (más de 100000 hab-eq).		
Nitrógeno total (2)	15 mg/L (de 10000 a 100000 hab-eq) (3).	70-80	Espectrofotometría de absorción molecular
	10 mg/L (más de 100000 hab-eq) (3).		

1. Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada.
2. Nitrógeno total equivalente a la suma del nitrógeno Kjeldahl (N orgánico y amoniacal), nitrógeno en forma de nitrato y nitrógeno en forma de nitrito.
3. Alternativamente el promedio diario no deberá superar los 20 mg/l N. Este requisito se refiere a una temperatura del agua de 12°C o más durante el funcionamiento del reactor biológico de la instalación de tratamiento de aguas residuales. En sustitución del requisito relativo a la temperatura, se podrá aplicar una limitación del tiempo de funcionamiento que tenga en cuenta las condiciones climáticas regionales.

Figura 93. Requisitos de los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas realizados en zonas sensibles propensas a eutrofización. Según la situación local, se podrán aplicar uno o los dos parámetros. Se aplicarán el valor de concentración o el porcentaje de reducción. Fuente: Depuración con humedales construidos (García y Corzo, 2008)

En nuestro caso los resultados de la calidad del agua en la salida de cada humedal no son aptos para el consumo humano, no obstante, debido a la ubicación de la zona de implantación rodeado de una combinación de cultivos, se decide su utilización para el consumo agrícola.

En 2010 el MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y MEDIO RURAL Y MARINO publicó la **Guía para la Aplicación del R.D. 1620/2007 por el que se establece el Régimen Jurídico de la Reutilización de las Aguas Depuradas**. El objetivo de esta guía es orientar y proponer procedimientos y criterios para la aplicación del RD de reutilización a los distintos agentes involucrados, facilitando el trabajo de comprensión e interpretación del mismo. Su fin último es garantizar los niveles de calidad y el buen uso de las aguas regeneradas exigidos por dicho RD.

El nivel de calidad, si observamos la siguiente tabla (Figura 94), que se necesita es de nivel D de aceptación para la utilización del efluente obtenidos de los humedales del presente estudio, por lo que el uso correcto del agua sería el regadío de cultivo de los terrenos cercanos al área de implantación.

USOS	Tipo de Calidad	<i>Escherichia coli</i> UFC/100 ml	Nematodos	<i>Legionella spp.</i> UFC/100 ml
- Torres de refrigeración y condensadores evaporativos (3.2)	A	Ausencia	Ausencia	Ausencia
- Residenciales (1.1)		Ausencia	< 1 huevo/10L	< 100
- Recarga acuíferos inyección directa (5.2)		Ausencia	< 1 huevo/10L	No se fija límite
- Servicios urbanos (1.2) - Riego agrícola sin restricciones (2.1) - Riego campos de golf (4.1)	B	< 100-200	< 1 huevo/10L	< 100
- Riego de productos agrícolas que no se consumen frescos. - Riego pastos animales productores. - Acuicultura (2.2) - Aguas proceso y limpieza industria alimentaria (3.1)	C	< 1.000	< 1 huevo/10L	No se fija límite
- Recarga acuíferos por percolación a través del terreno (5.1)		< 1.000	No se fija límite	No se fija límite
- Riego cultivos leñosos, viveros y cultivos industriales (2.3) - Masas agua sin acceso público (4.2)	D	< 10.000	< 1 huevo/10L	< 100
- Riego de bosques y zonas verdes no accesible al público (5.3)	E	No se fija límite	No se fija límite	No se fija límite
- Ambientales: mantenimiento humedales, caudales mínimos (5.4)	F	La calidad se estudiará caso por caso		

Figura 94. Requisitos de los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas sujetos a lo dispuesto en el RD 1600/2007 relacionado sobre la calidad del agua en su uso. Fuente: Directiva Marco del Agua (2000/60/CEE)

7.1. Terrenos de aplicación

Una vez que se acepta el hecho posible de que el uso del agua obtenida sea dirigido al regadío agrícola, se observa que los terrenos cercanos al humedal predominan una combinación de cultivos leñosos, estos terrenos se podrán aprovechar del efluente de agua depurada por los humedales mediante la ayuda de bombas.



Figura 95. Mapa que señala mediante colores el uso del suelo, el área de implantación de los humedales está señalada con una cruz rodeado de un rectángulo de color rojo. Fuente: SIOSE



Figura 96. Uso del suelo representado mediante diferentes colores (leyenda para la capa del uso del suelo en SIOSE). Fuente: SIOSE (búsqueda en google)

8. Conclusiones principales

Antes de concluir con una decisión sobre cuál de estos sistemas puede ser la mejor elección para su implantación se debe recopilar toda la información realizada y comparar mediante cuadros que resuman los datos más vitales.

Esta comparativa se basará en la superficie necesaria para el humedal, la calidad resultante y un presupuesto básico de su coste de implantación, explotación y mantenimiento (presupuesto elaborado gracias a un estudio del mercado y el “Manual para la implantación de sistemas de depuración para pequeñas poblaciones”).

Operaciones	HAFS HORIZONTAL		HAFS VERTICAL		HAFS sist. FRANCES		UD.
	ACTUAL (A1)	HORIZONTE (A2)	ACTUAL (B1)	HORIZONTE (B2)	ACTUAL (C1)	HORIZONTE (C2)	
Inversión	253.719,1	682.161,4	172.892,4	329.400,7	109.773,6	240.209,1	€
Explotación	16.875,1	41.788,2	20.663,2	50.088,8	20.829,6	50.338,5	€
Flexibilidad explotación	Muy baja	Muy Baja	Alta	Alta	Muy alta	Muy alta	Capacidad
Superficie ocupada	47,3%	Inviabile	18,9%	56,7%	23,7%	62,9%	%
Coste total vida instalación (15 años)	506.845,6	1.308.984,4	482.840,4	1.080.733,3	422.218,2	995.286,6	€

Tabla 46. Valores de comparación. (Cálculos Excel)

VALORES DE COMPARACIÓN PARA SITUACIÓN ACTUAL							
Operaciones	Valores asignados			Valores ponderados			Ponderación
	A1	B1	C1	A1	B1	C1	
Inversión	6,00	9,00	10,00	1,80	2,70	3,00	30,00%
Explotación	10,00	8,50	8,50	3,50	2,98	2,98	35,00%
Flexibilidad explotación	3,00	7,00	9,00	0,60	1,40	1,80	20,00%
Superficie ocupada	7,00	10,00	8,00	2,10	1,50	1,20	15,00%
NOTA FINAL PONDERADA				8,00	8,58	8,98	

Tabla 47. Valores de comparación para la situación actual. Nota ponderada. (Cálculos Excel)

Estos valores comparativos de la anterior tabla son asignados por el autor, por propio enjuiciamiento, del presente estudio a través de los datos de la Tabla 46. Si nos atenemos a los resultados ninguna de las tres opciones resulta mala opción, sin embargo, el sistema francés es la mejor opción de implantación.

VALORES DE COMPARACIÓN PARA SITUACIÓN HORIZONTE							
Operaciones	Valores asignados			Valores ponderados			Ponderación
	A2	B2	C2	A2	B2	C2	
Inversión	7,00	9,00	10,00	2,10	2,70	3,00	30,00%
Explotación	8,00	6,00	6,00	2,80	2,10	2,10	35,00%
Flexibilidad explotación	3,00	6,00	9,00	0,60	1,20	1,80	20,00%
Superficie ocupada	0,00	8,00	6,00	0,00	1,20	0,90	15,00%
NOTA FINAL PONDERADA				5,50	7,20	7,80	

Tabla 48. Valores de comparación para la situación horizonte. Nota ponderada. (Cálculos Excel)

A pesar de que se produce una significativa desvalorización de implantación a causa del incremento del caudal, el sistema francés es la mejor opción de todas para la implantación en la zona de estudio decidida.

Por último, si se compara los efluentes de salida de cada humedal se puede observar que el humedal de flujo horizontal no puede competir con los otros dos humedales de flujo vertical pues la calidad de agua esperados en su efluente de salida es muy superior.

HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO SUBSUPERFICIAL HORIZONTAL				
SITUACIÓN ACTUAL				
Parámetros	Valor máx.	Valor resultante	Unidad	Observaciones
Carga DBO ₅	250,00	227,86	g / m ² * día	Cumple
Tasa de carga orgánica	6,00	2,37	g / m ² * día	Cumple
Superficie necesaria	35.000	9.216	m ²	Cumple
SITUACIÓN HORIZONTE: INVIABLE ; insuficiente espacio				
Carga BOD ₅	250,00	227,86	g / m ² * día	Cumple
Tasa de carga orgánica	6,00	1,96	g / m ² * día	Cumple
Superficie necesaria	35.000	no aplicable	m ²	No cumple

Tabla 49. Resumen calidad del HAFSSH. (Cálculos Excel)

HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO SUBSUPERFICIAL VERTICAL			
CONCENTRACIONES EFLUENTES ESPERADAS SITUACIÓN ACTUAL Y HORIZONTE			
Parámetros	Valor	Unidad	Observaciones
Sólidos en suspensión	< 3	mg/l	Cumple RD
DBO ₅	< 20	mg/l	Cumple RD
DQO	< 5	mg/l	Cumple RD
Nitrógeno total	< 1	mg/l	Cumple RD

Tabla 50. Resumen calidad del *HAFSsV*. (Cálculos Excel)

HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO SUBSUPERFICIAL VERTICAL			
CONCENTRACIONES EFLUENTES ESPERADAS SITUACIÓN ACTUAL			
Parámetros	Valor	Unidad	Observaciones
Sólidos en suspensión	3,80	mg/l	Cumple RD
DBO ₅	7,50	mg/l	Cumple RD
DQO	26,60	mg/l	Cumple RD
Nitrógeno total	1,00	mg/l	Cumple RD
CONCENTRACIONES EFLUENTES ESPERADAS SITUACIÓN HORIZONTE			
Parámetros	Valor	Unidad	Observaciones
Sólidos en suspensión	3,75	mg/l	Cumple RD
DBO ₅	7,50	mg/l	Cumple RD
DQO	26,56	mg/l	Cumple RD
Nitrógeno total	1,05	mg/l	Cumple RD

Tabla 51. Resumen calidad del *HAFSsF*. (Cálculos Excel)

9. Bibliografía

DOCUMENTOS

- Biological Wastewater Treatment Series: Volume 7 (2017)

Escrito por:

IWA Task Group on Mainstreaming the Use of Treatment Wetlands

Autores:

Gabriela Dotro, Günter Langergraber, Pascal Molle, Jaime Nivala, Jaume Puigagut, Otto Stein y Marcos von Sperling

- Manual para la implantación de sistemas de depuración para pequeñas poblaciones

Escrito por:

Ministerio de Fomento; Ministerio de medio ambiente y medio rural y marino (Mayo de 2007)

Autores:

Centro de estudios y experimentación de obras públicas (CEDEX y CENTA)

- Depuración con humedales construidos; Guía práctica de diseño, construcción y explotación de sistemas de humedales de flujo subsuperficial

Escrito por:

Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental de la Universidad Politécnica de Catalunya (Noviembre de 2008)

Autores:

Joan García Serrano y Angélica Corzo Hernández

PROYECTOS

- Restauración ambiental y puesta en valor de la zona ajardinada del paraje natural municipal de "Les Arcades" (termino municipal Carrícola).

Escrito por:

Ajuntament de Carrícola (Julio de 2013)

Autor:

Vicent Bohigues Pérez

PROYECTOS TFG

- <https://riunet.upv.es/>
- Estudio del tratamiento y reutilización de las aguas residuales de la barriada de masías de Moncada (Valencia). Dimensionamiento básico de las infraestructuras de saneamiento (Valencia, septiembre 2017)

Titulación:

Curso 2016/2017. Grado de Ingeniería de Obras Públicas

Autores:

Miguel Pérez Costero y Enrique Lechuga Romero

Tutor:

Vicent Benedicto Durá

Cotutor:

Miguel Martí Monerris

- Estudio para la mejora de la red de aguas pluviales del municipio de Moncada (Valencia) y su afección al barranco del Carraixet, mediante el empleo de humedales artificiales como tanques de tormenta (Valencia, septiembre 2016)

Titulación:

Curso 2015/2016. Grado de Ingeniería de Obras Públicas

Autor:

Juan José Verdú Macián

Tutor:

Vicent Bedito Durá

Cotutor:

Daniel Aguado García

PÁGINAS WEB

- <https://digimapas.blogspot.com/2016/04/siose-2011-completado.html>
- <http://www.igme.es/>

Cartografía geo científica

- <https://es.slideshare.net/antonycoa/tanque-imhoff-52810298>
- http://www.bvsde.paho.org/bvsacg/guialcalde/2sas/d24/053_Dise%C3%B1o_tanques_s%C3%A9pticos_Imhoff_lag/Dise%C3%B1o_tanques_s%C3%A9pticos_Imhoff_laguna_s_estabilizaci%C3%B3n.pdf

- https://www.google.es/search?q=ocupacion+suelo+siose+capas+ign&safe=active&rlz=1C1VSNE_enES722ES724&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwi_iKzdG9HbAhVTnRQKH8xAJcQ_AUICigB&biw=1366&bih=637#imgrc=2nJLw1unyYBQM:
- https://www.google.es/imgres?imgurl=https%3A%2F%2F1.bp.blogspot.com%2F-E2LqbCgJXPE%2FWgYsEpB_i8I%2FAAAAAAAGGQ%2Fg6iTMQbnHooXyD2QLOySxM7jSXU0YUy6QCLcBGAs%2Fs1600%2Fcubierta-terrestre.png&imgrefurl=https%3A%2F%2Fdigimapas.blogspot.com%2F2017%2F11%2F-nuevos-servicios-de-ocupacion-del-suelo.html&docid=1M559gY1o8YJyM&tbnid=BOl43jNW69-lvM%3A&vet=10ahUKEwjqw6HxqaDdAhVFUBoKHbxiDpMQMwhFKAgwCA..i&w=1092&h=554&bih=788&biw=1707&q=leyenda%20ocupacion%20del%20suelo%20siose&ved=0ahUKEwjqw6HxqaDdAhVFUBoKHbxiDpMQMwhFKAgwCA&iact=mrc&uact=8

Colores SIOSE usos suelos

- http://www.bvsde.paho.org/bvsacg/guialcalde/2sas/d24/053_Dise%C3%B1o_tanques_s%C3%A9pticos_Imhoff_lag/Dise%C3%B1o_tanques_s%C3%A9pticos_Imhoff_lagunas_estabilizaci%C3%B3n.pdf

Diseño y cálculo del tanque imhoff

- <https://www.scribd.com/doc/67745515/Manual-Humedales-2>

Manual ONU sobre humedales

- http://www.bvsde.paho.org/bvsacg/guialcalde/2sas/d24/053_Dise%C3%B1o_tanques_s%C3%A9pticos_Imhoff_lag/Dise%C3%B1o_tanques_s%C3%A9pticos_Imhoff_lagunas_estabilizaci%C3%B3n.pdf

Guía tanques Imhoff

- <https://www.iagua.es/blogs/hector-rodriguez-pimentel/aguas-residuales-y-efectos-contaminantes>

Introducción

- http://es.hesperian.org/hhg/A_Community_Guide_to_Environmental_Health:El_problema_de_las_aguas_negras

Introducción

- <http://www.interempresas.net/Agua/Articulos/36895-La-depuracion-de-las-aguas-residuales.html>

introducción

- <http://www.madrimasd.org/blogs/remtavares/2010/03/15/131429>

introducción

- <http://www.ign.es/iberpix2/visor/>

Fotos e imágenes

- <https://es.wikipedia.org/wiki/Moncada>

Estudio municipio Moncada

- <http://www.epsar.gva.es/instalaciones/edar.aspx?id=8>

Ficha de la depuradora de Carraixet

- http://ocw.bib.upct.es/pluginfile.php/12609/mod_resource/content/1/Tema%2005%20DECANTACI%C3%93N%20Y%20FLOTACI%C3%93N.pdf

Información del decantador primario

- <https://www.timsa.com/decantadores-lamelares-espesamiento-fangos/>

Información del decantador primario

- <http://www.elaguapotable.com/decantacion.htm>

Información del decantador primario

- <https://www.iagua.es/blogs/juan-jose-salas/tratamiento-aguas-residuales-mediante-humedales-artificiales-sistema-frances-i>

Información del sistema francés

- <http://ecotec.unam.mx/Ecotec//wp-content/uploads/Revision-T--cnica-de-Humedales-Artificiales.pdf>

Información del sistema francés

- http://ocw.bib.upct.es/pluginfile.php/12609/mod_resource/content/1/Tema%2005%20DECANTACI%C3%93N%20Y%20FLOTACI%C3%93N.pdf

Decantación y flotación

- <http://ecotec.unam.mx/Ecotec//wp-content/uploads/Revision-T--cnica-de-Humedales-Artificiales.pdf>

Información del sistema francés

- <http://www.dwa.de/portale/dwahome/dwahome.nsf/home?readform>

Cálculo flujo vertical

- http://www.ugr.es/~iagua/LICOM_archivos/Tema_SA5a.pdf

Materiales de construcción

- <https://www.coaat.es/upload/cursos/CTE-DB-HS5Saneamiento.pdf>

Consulta datos saneamiento

- <http://aneas.com.mx/wp-content/uploads/2016/04/SGAPDS-1-15-Libro30.pdf>

Ayuda para el presupuesto

- <http://elregadio.blogspot.com/2015/07/aspectos-considerar-en-la-reutilizacion.html>



Información de la reutilización del agua

- <https://www.boe.es/doue/2000/327/L00001-00073.pdf>

Normativa para la reutilización de aguas