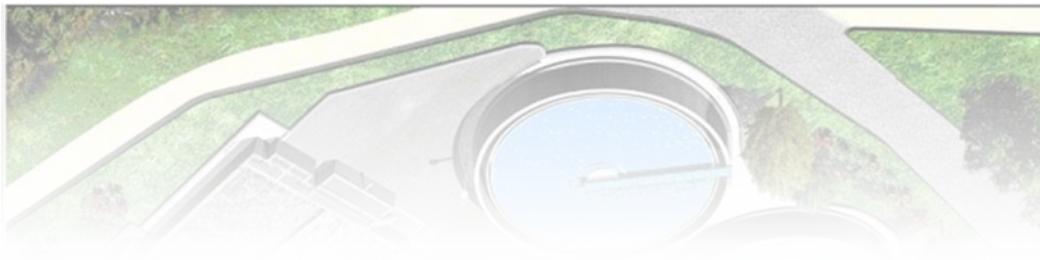


DISEÑO DE UNA ERAR CON REUTILIZACIÓN DEL AGUA REGENERADA

MASTER EN INGENIERÍA Y GESTIÓN DEL AGUA

PROMOCIÓN 2011-2012



Autoras
Adolfina Cruz-Auñon
Sara Elizalde
Elena M^a Vera

Tutor
Juan Antonio Sainz

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	4
1.1. Introducción general.	4
1.2. Costa almeriense.	5
2. MARCO NORMATIVO APLICABLE	8
2.1. Legislación Comunitaria aplicable	8
2.2. Legislación Estatal aplicable	9
3. DESCRIPCIÓN DE LA ERAR	13
3.1. Características del agua residual de entrada y de vertido	14
3.2. Regeneración del agua	15
4. DESCRIPCIÓN DE LOS TRATAMIENTOS APLICADOS	17
4.1 LÍNEA DE AGUA	17
4.1.1 Pretratamiento	17
4.1.2 Decantación primaria	22
4.1.3 Tratamiento biológico	23
4.1.4 Flotación	25
4.2 LÍNEA DE FANGOS	26
4.2.1 Espesado de fangos.....	26
4.2.2 Digestión anaerobia	27
4.2.3 Deshidratación por centrifugación.....	28
4.3 LÍNEA DE REGENERACIÓN	28
4.3.1 Tratamiento físico químico con decantación	30
4.3.2 Filtración	31
4.3.3 Desinfección con UV.....	32
4.3.4 Desinfección de mantenimiento	33
4.3.5 Almacenamiento del agua regenerada.....	33
4.4 SISTEMA DE DESODORIZACIÓN	33
4.4.1 Zonas contaminadas con acceso a personal.....	34
4.4.2 Sistema de desodorización por lavado químico	35
4.5 EMISARIO SUBMARINO	36
4.6 INSTRUMENTACIÓN	36

5. CÁLCULOS DE DIMENSIONAMIENTO	41
5.1 Línea de agua	41
5.1.1 Pretratamiento.....	41
5.1.2 Decantación primaria	52
5.1.3 Reactor biológico	53
5.1.4 Flotación	61
5.2 Línea de fangos	64
5.2.1 Espesado de fangos	64
5.2.2 Estabilización de fangos.....	65
5.2.3 Deshidratación por centrifugación	70
5.3. Línea de regeneración	72
5.3.1. Tratamiento físico-químico con decantación.....	73
5.3.2. Filtración.....	76
5.3.3. Desinfección.....	78
5.3.4. Desinfección de mantenimiento	78
6. INSTALACIÓN DE MBR	80
7. COSTES	84
7.1 COSTES DE INVERSIÓN	84
7.2 COSTES DE EXPLOTACIÓN	84
7.2.1 Costes fijos	85
7.2.2. Costes variables.....	87
7.3. CÁLCULO DEL COSTE DEL M ³ DE AGUA REGENERADA	90
7.4. CALCULO DEL COSTE DEL M ³ DE AGUA REGENERADA CON IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE MEMBRANAS	92
7.5. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTES	94
8. CAMPOS DE APLICACIÓN DEL AGUA REGENERADA	97

1. INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción general.

El agua es un recurso natural, escaso e indispensable para la vida humana y el medio ambiente, por lo que su contaminación no afecta sólo negativamente a la salud del hombre, sino también al estado natural del medio ambiente, y por tanto, a la vida de otros seres vivos.

Hasta hace relativamente poco, las poblaciones españolas eran pequeñas y casi no había industrias, por lo que los vertidos que se producían al medio hídrico eran asimilables por éste, por dilución y autodepuración y el agua de los cauces podía ser utilizada por otras poblaciones aguas debajo de los vertidos anteriores.

Pero a partir de los años 60 las ciudades crecieron y se produjo un mayor desarrollo industrial, por lo que los vertidos eran mayores y por tanto, la capacidad de autodepuración de los cauces se vio afectada. Fue a partir de este momento, cuando tanto en España como en el resto del mundo, se optó por instalar equipos de depuración.

Con el paso del tiempo, la importancia de la conservación de los recursos naturales y la aprobación de normativas más estrictas con la protección y recuperación de estos recursos han incentivado a que las depuradoras están evolucionando y cada vez con equipos más eficientes. Por ejemplo, tras salir la lista de las zonas hídricas protegidas, que están en peligro de eutrofización por el aumento de los nutrientes en el medio, las depuradoras que vierten a estas zonas han incorporado un tratamiento específico para tratar estos contaminantes.

Tras las nuevas normativas europeas sobre la protección y mejora de los cauces, y la regeneración de las aguas residuales, y por otro lado, teniendo en cuenta que España es de los países europeos más secos, las Estaciones de Regeneración de Aguas Residuales (E.R.A.R.) están aumentando en nuestro país.

Sin embargo, para reutilizar el agua residual de las depuradoras, primero tiene que pasar por una serie de tratamientos con el fin de que cumpla con unas determinadas restricciones sobre una serie de parámetros, que varían según el uso al que se destine esa agua.

Por lo planteado anteriormente, el propósito de este proyecto es el diseño de una ERAR cuyas aguas proceden de dos poblaciones del sur de España, que se utilizarán para el riego de un campo de golf y otros usos en dicha zona, teniendo en cuenta que es la zona más seca del país y que estos servicios recreativos tienen grandes necesidades de agua para el mantenimiento perfecto de sus instalaciones.

Los objetivos que se pretenden alcanzar en este proyecto serán los siguientes:

- Diseño y dimensionamiento de una Estación Regeneradora de Aguas Residuales Urbanas para dos municipios de la costa almeriense con variaciones estacionales de población, que oscilan entre los 15.000 y los 40.000 habitantes.
- Se regenerará la mayor cantidad posible del agua depurada para riego de un campo de golf y el resto se reutilizará en otros usos.
- Se estudiará la sustitución del tratamiento terciario y la decantación secundaria por membranas, frente al proceso de tratamiento convencional. Esta tecnología permite obtener un agua de extrema calidad reduciendo el tamaño de la planta.
- Se estudiará la implantación de un sistema de desodorización.

1.2. Costa almeriense.

El diseño de la estación de regeneración está planteado para la costa almeriense, más concretamente, entre las poblaciones de Garrucha y Mojácar, a 83 y 90 km de la capital provincial, Almería, respectivamente. Están situadas en la parte oriental de la provincia de Almería dentro de la comarca del Levante Almeriense.



Figura 1. Los municipios Mojácar y Garrucha y el campo de golf Marina Golf Mojácar

Ambas poblaciones cuenta con 15.000 habitantes equivalentes durante la temporada baja, mientras que en temporada alta aumenta a 40.000 habitantes equivalentes, debido a que es una zona en la que abundan las segundas viviendas y los hoteles.

El clima de esta zona costera es Mediterráneo subtropical seco, debido no solamente a los escasos totales pluviométricos, sino a la escasez del número de días de precipitación y su disminución a medida que aumenta la temperatura, lo que origina una sequía estival. Por lo

que respecta a la temperatura, las medias anuales son suaves, el verano es caluroso y el invierno nada frío.

El agua regenerada de la ERAR será usada para regar el campo de Marina Golf Mojácar, situada a la derecha de la población de Mojácar haciendo frontera con Garrucha, así como para otros posibles usos, como en sistemas contra incendios, lavado de vehículos, riego agrícola sin restricciones y servicios urbanos como riego de zonas verdes, baldeo de calles, etc.

A continuación se muestra una tabla sobre la distribución de la superficie que ocupa cada una de las distintas zonas de un campo de golf tradicional de 18 hoyos, con un par 71 y un recorrido menor de 6.000 metros que ocupa unas 55 hectáreas, como es en el caso de Marina Golf Mojácar.

Tabla 1. Superficie ocupada de cada una de las zonas de un campo de golf.

Nombre	Zona	%Superficie ocupada	Total Superficie (Has)
Greens	Hoyos	2,7	1,50
Antegreens	Alrededores hoyos	4,6	2,50
Tees	Salidas	1	0,60
Fairways	Calles	31	17
Rough	Alrededores de calles	23,6	13
Outrough	Envolvente de calles y alrededores	37,1	20,5
Total		100	55

Las necesidades de aguas requeridas se obtienen a partir de la estimación de la evapotranspiración del cultivo (ET_c) expresada en la siguiente ecuación:

$$ET_c = ET_0 \times K_n$$

Donde:

ET_0 : evapotranspiración de referencia calculada por el método de Penman-Montheith
 K_c : coeficiente de cultivo.

Para obtener ET_0 utilizan los datos de la estación meteorológica más cercana al campo de golf es la estación del Puerto de Garrucha; mientras K_c está asociado a las distintas especies cespitosas del campo, a sus requerimientos hídricos, a su altura media y a condiciones de vientos moderados.

2. MARCO NORMATIVO APLICABLE

2. MARCO NORMATIVO APLICABLE

De acuerdo con la normativa vigente, existe una serie de legislación aplicable en materia de calidad de aguas, tratamiento de aguas residuales y vertido al cauce público, que deberán ser considerados a la hora de diseñar la planta de tratamiento de vertidos. Por otro lado, la regeneración del agua depurada en planta exigirá el cumplimiento de una legislación específica sobre los tratamientos a cumplir que deberán ser aplicados en cualquier caso.

En primer lugar se mencionará la normativa comunitaria, que ha sido traspuesta a la legislación española para su aplicación, y posteriormente se desarrollará la legislación española aplicable a este contexto.

2.1. Legislación Comunitaria aplicable

En referencia a la regulación de la calidad de las aguas según sus usos posteriores, se deberán tener en cuenta las siguientes Directivas Comunitarias:

- **Directiva 2000/60/CE** del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas.
- **Directiva 2006/7/CE** del Parlamento Europeo y del Consejo, de 15 de febrero de 2006, relativa a la gestión de la calidad de las aguas de baño y por la que se deroga la Directiva 76/160/CEE del Consejo de 8 de Diciembre de 1975, relativa a la calidad de las aguas de baño, a partir del 31 de diciembre de 2014. Sin embargo, sigue siendo de aplicación en los Estados miembros en los que no se ha finalizado la transposición de la nueva Directiva.
- **Directiva 2006/44/CE** del Consejo, de 6 de septiembre de 2006, relativa a la calidad de las aguas continentales que requieren protección o mejora para ser aptas para la vida de los peces.
- **Directiva 91/271/CEE** del Consejo, de 21 de mayo de 1991, relativa al tratamiento de aguas residuales urbanas. Esta Directiva está referida a la recogida, el tratamiento y el vertido de aguas residuales urbanas, así como el tratamiento y vertido de las aguas residuales de algunos sectores industriales. Su finalidad es proteger al medio ambiente contra todo deterioro debido al vertido de las aguas, asegurando su calidad a partir de la regulación de los vertidos

2.2. Legislación Estatal aplicable

De acuerdo con la legislación vigente española, el proyecto estará enmarcado dentro de la siguiente normativa expuesta a continuación.

- **Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las Normas Aplicables al Tratamiento de las Aguas Residuales Urbanas, trasposición de la Directiva 91/271/CEE.** La Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas, y la Ley 22/1988, de 28 de julio, de Costas, establecen diferentes medidas para conseguir una mejor calidad de las aguas continentales y marítimas respectivamente, entre las que cabe destacar el sometimiento a autorización previa de las actividades susceptibles de provocar la contaminación del dominio público hidráulico o del dominio público marítimo-terrestre y, en especial, los vertidos. Este Real Decreto-ley establece para determinadas aglomeraciones urbanas la obligación de disponer de sistemas colectores para la recogida y conducción de las aguas residuales. Asimismo, antes de su vertido a aguas continentales o marítimas se deberán aplicarse determinados tratamientos en función de dónde se efectúen los vertidos, *zonas sensibles* o en *zonas menos sensibles*, lo que determinará un tratamiento más o menos riguroso.
- El Real Decreto-ley 11/1995 ha incorporado al ordenamiento jurídico interno de la Directiva 91/271/CEE sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas, cuyo contenido no estaba ya incluido en el Título V de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas, o en el Título III de la Ley 22/1988, de 28 de julio, de Costas.
- **Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas.** Este Real Decreto fija los requisitos técnicos que deberán cumplir los sistemas colectores y las instalaciones de tratamiento de las aguas residuales, los requisitos de los vertidos procedentes de instalaciones secundarias o de aquellos que vayan a realizarse en zonas sensibles y regula el tratamiento previo de los vertidos de las aguas residuales industriales cuando éstos se realicen a sistemas colectores o a instalaciones de depuración de aguas residuales urbanas.
- **Real Decreto 2116/1998, de 2 Octubre, por el cual se modifica el Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del Real Decreto-Ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el cual se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales.** En su artículo único establece los requisitos de los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas realizados en zonas

sensibles cuyas aguas sean eutróficas o tengan tendencia a serlo en un futuro próximo, limitando las concentraciones de vertido de fósforo y nitrógeno.

- **Ley 46/1999, de 13 de diciembre, de modificación de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas.** Introduce mejoras y plantea nuevos temas relacionados con la demanda, desde el punto de vista de cantidad y calidad.
- **Real Decreto Legislativo 1/2001** de 20 de julio, por el que se aprueba el Texto Refundido de la Ley de Aguas.
- **Real Decreto-Ley 4/2007**, de 13 de abril, por el que se modifica el texto refundido de la Ley de Aguas, aprobado por el Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio.
- **Real Decreto 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, VII y VIII del texto refundido de la Ley de Aguas, aprobado por el Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio.
- **Real Decreto 927/1988**, de 29 de julio, por el que se aprueba el Reglamento de la Administración Pública del Agua y de la Planificación Hidrológica, en desarrollo con los Títulos I y III de Ley 29/1985, de 2 de agosto, de aguas.
- **Real Decreto 606/2003**, de 23 de mayo, por el que se modifica el Real Decreto 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.
- **Real Decreto 9/2008**, de 11 de enero, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril. Modifica determinados aspectos del Reglamento del Dominio Público Hidráulico tales como la definición de cauce, la regulación de las zonas que lo protegen, la definición de zona de servidumbre y de policía, y la regulación de las zonas inundables. En todos estos elementos deberán introducirse criterios generales para su protección ambiental, garantizando, asimismo, la protección de las personas y los bienes.
- **Real Decreto 907/2007**, de 6 de julio, por el que se aprueba el Reglamento de la Planificación Hidrológica. La planificación hidrológica tendrá por objetivos generales conseguir el buen estado del dominio público hidráulico, la satisfacción de las demandas de agua, el equilibrio y armonización del desarrollo regional y sectorial, y todo ello, incrementando las disponibilidades del recurso, protegiendo su calidad,

economizando su empleo y racionalizando sus usos en armonía con el medio ambiente y los demás recursos naturales.

- **Ley 10/2001**, de 5 de julio, del Plan Hidrológico Nacional. Esta ley regula los criterios de coordinación de los Planes Hidrológicos de cuenca, la resolución de las diferentes alternativas que estos ofrecen, las modificaciones que se prevean en la planificación del recurso y la previsión de las condiciones de las transferencias de recursos hidráulicos entre ámbitos territoriales de distintos Planes Hidrológicos de cuenca.
- **Real Decreto 1620/2007**, de 7 de diciembre, por el que se establece el régimen jurídico de la reutilización de las aguas depuradas. Esta nueva normativa supone un avance y potencia la expansión de la reutilización del agua estableciendo las condiciones básicas para la reutilización directa de las aguas residuales depuradas así como establece y fija los criterios de calidad para la reutilización de efluentes depurados en función del uso que se le va a dar al agua residual regenerada.

Tras el repaso de la normativa aplicable en materia de tratamiento y vertido de aguas, queda clara la necesidad de depuración de los vertidos, ya sean urbanos o industriales, con el fin de cumplir el compromiso que los estados miembros firman al formar parte de la Unión Europea.

3. DESCRIPCIÓN DE LA ERAR

3. DESCRIPCIÓN DE LA ERAR

Como se ha mencionado anteriormente, Mojácar y Garrucha se caracterizan por ser en su conjunto poblaciones que sufren importantes cambios estacionales de población, llegando a alcanzar los 40.000 habitantes equivalentes en los meses de temporada alta y reduciendo su población a 15.000 habitantes equivalentes en los meses de temporada baja. Por ello, la planta de tratamiento de aguas residuales y regeneración será diseñada en base a los diferentes caudales máximos y medios de entrada en los distintos tratamientos, con el fin de garantizar el uso eficiente de los equipos, que funcionarán al máximo rendimiento posible en cada época del año.

En la siguiente tabla se muestran los diferentes caudales (máximos y medios) en los cuales se ha basado el diseño de la planta:

Tabla 2. Dotación y caudales de diseño

	TEMPORADA ALTA	TEMPORADA BAJA
Habitantes Equivalentes	40.000	15.000
Dotación (l/hab-eq·día)	150	175
Q_{medio} (m ³ /h)	250	109
$Q_{\text{máx}}$ (m ³ /h)	449	213
Q_{min} (m ³ /h)	125	55

En cuanto a la asignación de las dotaciones en las distintas épocas del año, ésta es algo superior en los meses de temporada baja que en temporada alta. Esto es debido a que los servicios municipales e institucionales también tienen una dotación asignada que se mantendrá constante, independientemente de que el número de habitantes en temporada baja sea inferior.

Como se observa en la tabla anterior, los caudales de entrada a la planta van a variar en las distintas épocas del año. Por ello se procederá al diseño de la ERAR con los equipos necesarios para trabajar de la forma más eficiente posible, diseñando alguno de los tratamientos en dos líneas paralelas, de tal forma que una de las líneas no se ponga en funcionamiento durante los meses con menores caudales de entrada a la planta. Tanto en la época estival como en otras en las que la población alcance los 40.0000 habitantes equivalentes, se pondrán en funcionamiento ambas líneas de tratamiento. Se dispondrán dos equipos en paralelo, en el caso de las rejillas de finos, la decantación primaria y el reactor biológico; el resto de los tratamientos estarán formados por una única unidad, diseñada de

manera que sea capaz de absorber y tratar adecuadamente los distintos caudales de entrada a la planta.

3.1. Características del agua residual de entrada y de vertido

El agua residual que será tratada en esta planta es de origen urbano. Será recogida a través de una red de colectores que enviarán el agua residual hasta el pozo de bombeo.

Para proceder al diseño de los equipos para tratar el agua residual, es necesario conocer las concentraciones de los distintos contaminantes del agua. Estas concentraciones de entrada a la planta han sido calculadas a partir de los gramos-equivalente día, que indican de forma aproximada los gramos que cada habitante equivalente vierte a la red de colectores por día y que por tanto deberán ser tratados en la planta. Las características del agua de entrada en la planta habitualmente utilizadas son las siguientes:

Tabla 3. Concentración del agua de entrada a la planta

	TEMPORADA ALTA		TEMPORADA BAJA	
	gr/hab-eq·día	ppm	gr/hab-eq·día	ppm
DBO	75	500	75	429
SS	90	600	90	514
NTK	15	100	15	86
Fosfatos	4,5	30	4,5	26

Como se observa en la tabla, la carga de contaminantes es más elevada en los meses de temporada alta y por tanto el diseño de la planta se realizará en base a estas concentraciones, para asegurar que la planta trabajará bien en las condiciones más desfavorables.

Una vez tratada el agua de entrada a la planta (sometida a un pretratamiento, un tratamiento primario y un tratamiento secundario), el agua podrá ser vertida al mar a través de un emisario submarino o sometida a un tratamiento para la regeneración del agua y su consiguiente utilización para el riego de un campo de golf así como para otros usos.

El agua de salida deberá tener por tanto las siguientes concentraciones de contaminantes en función de su destino final:

Tabla 4. Condiciones del agua de salida EDAR

	A vertido en emisario (ppm)	Salida de terciario (ppm)
DBO	25	< 10
SS	35	< 5
NTK	15	5
Fosfatos	2	1

Estos valores de salida han sido fijados en base a la legislación vigente, tanto de vertido en emisario submarino, como de reutilización del agua para riego de campo de golf.

3.2. Regeneración del agua

Uno de los objetivos de este proyecto es reutilizar el agua para darle un segundo uso en vez de verterla directamente. Por tanto, el diseño del tratamiento de regeneración de la ERAR se realizará en base a lo establecido en el **Real Decreto 1620/2007**, de 7 de diciembre, por el que se establece el régimen jurídico de la reutilización de las aguas depuradas. Este real decreto establece los criterios de calidad para la reutilización de efluentes depurados en función del uso que se le va a dar al agua residual regenerada.

En este caso, el uso del agua regenerada previsto va a ser un uso recreativo: riego de un campo de golf, que corresponde a la calidad 4.1. De acuerdo al Anexo I sobre los criterios para la reutilización de aguas según su uso, la calidad final requerida del agua será la siguiente:

USO DEL AGUA PREVISTO	VALOR MÁXIMO ADMISIBLE (VMA)				
	NEMATODOS INTESINALES	ESCHERICHIA COLI	SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	TURBIDEZ	OTROS CRITERIOS
4.- USOS RECREATIVOS					
CALIDAD 4.1 ¹ a) Riego de campos de golf.	1 huevo/10 L	200 UFC/100 mL	20 mg/L	10 UNT	OTROS CONTAMINANTES contenidos en la autorización de vertido aguas residuales: se deberá limitar la entrada de estos contaminantes al medio ambiente. En el caso de que se trate de sustancias peligrosas deberá asegurarse el respeto de las NCAs. Si el riego se aplica directamente a la zona del suelo (goteo, microaspersión) se fijan los criterios del grupo de Calidad 2.3 <i>Legionella spp.</i> 100 UFC/L (si existe riesgo de aerosolización)

Figura 2. Criterios de calidad para la reutilización de efluentes depurados (RD 1620/2007)

Una vez establecida la calidad final que el agua deberá tener para poder ser reutilizada, en función de los límites bacteriológicos exigidos por la legislación, se realizará una propuesta de las líneas de tratamiento adecuadas para obtener dicha calidad final. Las aguas no reutilizadas en el campo de golf, se emplearán en sistemas contra incendios, lavado de vehículos, riego agrícola sin restricciones y servicios urbanos como riego de zonas verdes, baldeo de calles, etc.

4. DESCRIPCIÓN DE LOS TRATAMIENTOS APLICADOS

4. DESCRIPCIÓN DE LOS TRATAMIENTOS APLICADOS

La planta de regeneración de aguas residuales que se presenta en este proyecto se compone de tres líneas de proceso:

- Línea de agua
- Línea de fangos
- Línea de regeneración

Antes de comenzar a describir cada uno de los tratamientos aplicados en cada una de las tres líneas que componen la planta, es importante destacar el hecho de que, dado que el sistema de alcantarillado es unitario en los municipios objeto de este proyecto, cuando se producen episodios de precipitación, las aguas de lluvia se recogen en el mismo colector que las aguas sanitarias. Por tanto, se deberá construir un tanque de tormentas para almacenar las primeras fracciones de lluvia y poder tratarlas posteriormente en la planta. Estos tanques generalmente se encuentran instalados fuera de las EDAR y por ello su diseño queda fuera del alcance de este proyecto.

Por otro lado, la obra de llegada a la planta dispondrá de un aliviadero conectado a la línea de by-pass general para poder evacuar el excedente de caudal cuando se supere el valor máximo de diseño, así como para que se pueda by-pasear una parte o toda la planta en caso de que sea necesario.

4.1 LINEA DE AGUA

4.1.1 Pretratamiento

La primera operación que se lleva a cabo en cualquier depuradora, tanto si trata aguas de origen urbano como industrial, es el desbaste. Este proceso consiste en la separación de sólidos de elevado volumen, cuya presencia en el agua que pasa a tratamientos posteriores podría modificar el tratamiento y el correcto funcionamiento de la planta. Los sólidos extraídos en este tratamiento son considerados "basuras", debido a su composición similar a las basuras de tipo urbano, y su destino final es el envío a vertedero de residuos sólidos urbanos (RSU).

En el caso de la planta regeneradora que se presenta en este proyecto, el desbaste está compuesto de un pozo de gruesos, una reja de muy gruesos, tres canales con rejillas de finos, un pozo de bombeo y dos tamices, con los que se persiguen alcanzar los siguientes objetivos:

- Protección mecánica de los equipos.
- Evitar posibles alteraciones a la circulación del agua residual a través de la depuradora.

- Evitar la presencia de sólidos inertes de gran tamaño en el tratamiento de fangos.
- Obstrucción de las líneas y canales de la planta.
- Evitar la deposición de estos residuos en los canales y equipos.

Antes de pasar a la decantación primaria, el agua se somete a un proceso de desarenado-desengrasado, en el que se produce la separación de sólidos en suspensión estables caracterizados por una elevada densidad y grasas.

4.1.1.1 Pozo de gruesos

Consiste en un foso realizado en la solera de la cámara de bombeo, antes de la misma, con el objetivo de eliminar sólidos de elevada densidad y voluminosos.

La separación obtenida en este tratamiento se fundamenta en la elevada diferencia de densidad existente entre el agua y los sólidos a separar, que se depositan en el fondo en poco tiempo. La extracción de los mismos se realiza a partir de una cuchara anfibia bivalva, por lo que es importante tener en consideración las dimensiones de la misma a la hora de dimensionar el pozo de gruesos. Además, la anchura del mismo, vendrá determinada por la anchura del sistema de rejillas, ya que se pretende unificar esta dimensión en el caso del pozo de gruesos, rejillas y pozo de bombeo, con el fin de simplificar la obra civil.

La cuchara bivalva se encuentra montada sobre un pórtico-grúa y tiene una capacidad de 300 litros. Los residuos separados se almacenan en contenedores tipo escombros perforado en el fondo para que puedan escurrir los residuos, que se evacúan diariamente para evitar posibles fermentaciones y creación de malos olores. Un sumidero recogerá los escurridos devolviéndolos de nuevo al pozo de gruesos.

En el frontal del pozo se dispondrá de una rejilla de muy gruesos de limpieza manual formada por una serie de barrotes verticales que protegerán el posterior sistema de canales así como el pozo de bombeo.

En el caso de la estación de tratamiento de aguas residuales objeto de este proyecto, el pozo de gruesos se dimensiona en base al caudal máximo de entrada a la planta, es decir, en los meses de temporada alta en los que se alcanza la máxima población. Durante el resto de los meses del año, en los que el caudal es menor, únicamente se verán afectados los materiales eliminados, al producirse una mayor decantación de sólidos orgánicos.

4.1.1.2 Rejillas

Las rejillas consisten básicamente en un conjunto de barras metálicas de sección regular, paralelas y de separación uniforme entre ellas, situadas en un canal de hormigón, en posición

transversal al flujo, de tal forma que el agua residual pase a través de ellas, y los sólidos con un tamaño superior a la separación entre barrotes queden retenidos en ellas.

Como ya se ha comentado, en primer lugar se dispone una reja de muy gruesos a la salida del pozo de gruesos con el objetivo de asegurar la retención y eliminación de sólidos de elevado tamaño en el mismo.

A continuación, se diseñan tres canales con rejas, de manera que uno de ellos permanece de reserva contando con una reja manual, que se mantendrá aislada y será utilizada cuando se encuentren en situaciones de mantenimiento o rotura de alguna de las otras líneas principales. Los otros dos canales cuentan con rejas circulares automáticas, y en función del caudal de agua de entrada a la planta, se tendrán en funcionamiento uno o ambos, con el objetivo de mantener la velocidad de paso y evitar así posibles problemas de decantaciones de arenas, así como posibles desbordamientos y sus posteriores consecuencias en el proceso.

La limpieza de la reja manual se realizará mediante el empleo de un rastrillo con púas, y para facilitar la limpieza, se colocará formando un ángulo de entre 45 y 60° con la solera del canal. Las rejas automáticas disponen para su limpieza de un peine rascador o rastrillo, que se encastra entre los barrotes deslizándose a lo largo de los mismos, y que periódicamente y de manera automática, limpia la reja. Los sólidos extraídos en las rejas automáticas son transportados a través de una cinta hasta un compactador de basuras que posteriormente los impulsa hasta un contenedor para su almacenamiento hasta que son evacuados de la planta.

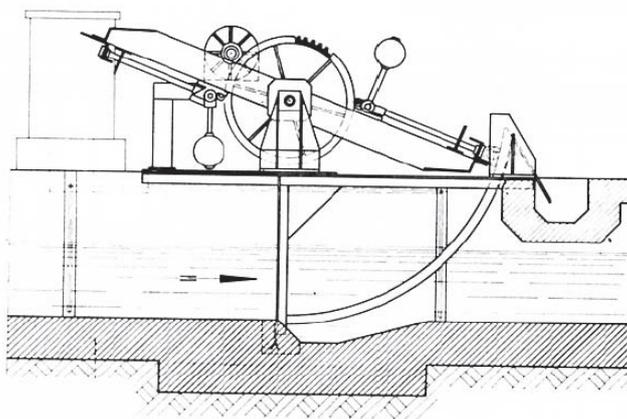


Figura 3. Reja circular automática

La anchura total de los tres canales de rejas vendrá determinada por la anchura de cada una de las rejas así como los pasos que es necesario dejar entre las mismas.

4.1.1.3 Pozo de bombeo

Después de las rejas se coloca un pozo de bombeo para elevar el efluente y que a partir de este punto el agua fluya por gravedad a lo largo de toda la EDAR, ya que los colectores de

aguas residuales discurren por debajo de la cota del terreno a varios metros de profundidad. Se coloca un total de cuatro bombas, distribuidas en dos filas y dos columnas, de manera que mediante la combinación de las mismas y contando en todo momento con una de reserva, se ajustan los caudales de acuerdo con el número de bombas operativas y los variadores de frecuencia correspondientes.

4.1.1.4 Tamiz

Los tamices son equipos para la separación de sólidos en suspensión de tamaño superior a la luz del elemento filtrante, en los que el agua pasa a través de una malla de acero inoxidable.

En esta planta se establecen dos tamices rotativos (uno de ellos de reserva), de manera que el agua bruta impulsada en el pozo de bombeo se distribuye uniformemente a lo largo de todo el cilindro filtrante que gira a baja velocidad, quedándose retenidas las partículas sólidas en la superficie del mismo, de donde son separadas mediante una rasqueta y depositadas sobre una bandeja, que los dirige a un contenedor.



Figura 4. Tamiz rotativo

Para la elección del mismo es necesario tener en cuenta la luz de paso y la capacidad de paso del agua.

4.1.1.5 Desarenado-desengrasado

El desarenado consiste en un proceso de separación en el que se eliminan sólidos en suspensión de elevada densidad (compuestos inorgánicos), comúnmente conocidos con el nombre genérico de arenas. Estos sólidos se caracterizan por ser estables debido a su carácter inorgánico, un peso específico superior o igual a 2,65 y un tamaño de partícula superior a 0,15-0,2 mm.

Los principales objetivos del proceso de desarenado son:

- Evitar problemas de abrasión en los equipos mecánicos, al tratarse fundamentalmente arenas de compuestos de elevada dureza, aumentando con ello la vida de los diferentes equipos de la planta y en consecuencia la vida útil de la depuradora.
- Eliminar deposiciones en canales y tuberías.

- Evitar la presencia de sólidos inertes en la línea de tratamiento de fangos.
- Mayor facilidad de evacuación de la planta depuradora, al tratarse de sólidos inertes, y ser su destino final los vertederos de inertes.
- Su no retirada en esta operación, supondría su eliminación con los fangos primarios, depositándose en el fondo de los digestores, dando lugar a operaciones de limpieza engorrosas además de ocupar volumen inútilmente.

En este caso se instala un desarenador aireado en el que además de arenas se eliminan las grasas y aceites que contienen las aguas. Esto se consigue mediante la inyección de aire por la parte inferior, que genera un movimiento helicoidal del agua a su paso por el equipo, además de con la disminución de la velocidad de giro del agua con respecto a la adoptada en un desarenador convencional. Esto permite la separación de arenas por la parte inferior y grasas por la parte superior, que se recogerán mediante barredera superficial.

Por el fondo se extraen arenas con ciertas cantidades de sólidos en suspensión de carácter orgánico, que se envían a un lavador de arenas, en el que se elimina la materia orgánica que puedan contener y se obtiene una arena con una concentración en materia orgánica menor del 5% que puede ser enviada a vertedero de residuos inertes, enviándose el agua sobrenadante a cabecera de planta. Los flotantes se envían, generalmente por gravedad, a un concentrador de grasas y posteriormente a un contenedor cerrado para su evacuación al gestor correspondiente o vertedero de seguridad.

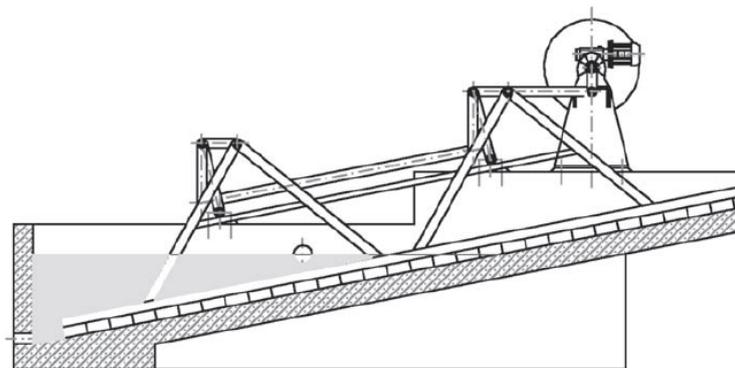


Figura 5. Esquema de un lavador de arenas

El desarenador-desengrasador es de tipo canal y cuenta con un puente que se desplaza a lo largo del mismo, del que cuelga el sistema de extracción de arena en continuo y el sistema de barrido superficial de flotantes.

El dimensionamiento del desarenador con separación de grasas y aceites se realiza en base a los caudales característicos de la temporada alta, ya que se trata del caso más desfavorable, y por su configuración no se verá afectado por las disminuciones de caudal durante el resto del año.

Estos equipos tienen las siguientes limitaciones dimensionales que es necesario respetar a la hora de realizar el diseño:

- La profundidad varía entre 3 y 4,5m.
- La longitud se encuentra entre 6 y 20 m.
- Relación longitud/anchura → 2,5:1 a 5:1
- La anchura varía entre 2 y 6m.

4.1.2 Decantación primaria

Tras el proceso de desarenado-desengrasado el agua pasa por una arqueta de reparto de la que pasa a un proceso de decantación primaria cuyo objetivo es eliminar una parte importante de los sólidos en suspensión presentes en un agua residual, obteniéndose el agua clara sobrenadante por la parte superior del equipo y unos sólidos que son extraídos en forma de fangos por la parte inferior.

En este proceso se eliminan fundamentalmente sólidos en suspensión de naturaleza inorgánica, aunque también se produce la eliminación de sólidos en suspensión sedimentables de carácter orgánico. Como consecuencia se reduce la DBO₅ entorno a un 30-35%, lo que conlleva una reducción del tamaño del proceso biológico posterior y del consumo energético asociado al mismo. Sin embargo, la principal eliminación corresponde a los sólidos en suspensión, con un 66%.

En estas unidades no se separan aquellos sólidos en suspensión con un tamaño de partícula muy fino, ni los que se encuentran en estado coloidal, o tienen una densidad próxima o inferior a la del agua a tratar.

Para el diseño de esta planta se establecen dos decantadores rectangulares. Estos equipos consisten en balsas rectangulares en las que el agua entra por uno de los extremos, y sale por el opuesto, en ambos casos mediante vertedero con el objetivo de evitar zonas muertas de trabajo. Los fangos que se depositan en el fondo del equipo son arrastrados hasta uno de los extremos por un sistema de rasquetas, en el que se encuentra un canal del que son eliminados mediante un equipo de bombeo. A su vez, las rasquetas realizan el camino de vuelta por la superficie, produciendo el arrastre de espumas y flotables.

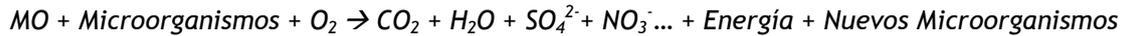
Estos equipos tienen las siguientes limitaciones dimensionales que es necesario respetar a la hora de realizar el diseño:

- La profundidad varía entre 2,5 y 3,5m.
- La longitud máxima empleando cadenas metálicas se encuentra entre 35 y 40 m.

- La longitud máxima empleando cadenas plásticas se encuentra entre 70 y 75 m.
- La anchura máxima con arrastre por cadenas es de 6m.

4.1.3 Tratamiento biológico

El agua, tras haber sido sometida al proceso de decantación primaria, se somete a un tratamiento biológico aerobio, con el objetivo de eliminar la materia orgánica biodegradable presente en el agua residual, de acuerdo con la siguiente reacción:



El sistema biológico empleado en esta planta es una combinación de lodos activos de Aireación Prolongada u Oxidación Total, con un proceso biológico de nitrificación-desnitrificación y eliminación bioquímica de fosfatos.

El agua residual se introduce de forma continua en el reactor donde se mantiene una concentración elevada de microorganismos en suspensión. En esta etapa los microorganismos capturan la materia orgánica biodegradable presente, utilizándola como sustrato o alimentación, provocando su eliminación a través de reacciones bioquímicas de oxidación y síntesis.

El oxígeno necesario para los microorganismos se introduce mediante el empleo de difusores de membrana situados en la solera del reactor biológico que aportan el aire necesario para que tenga lugar el proceso (el 23% en peso del aire es oxígeno), al mismo tiempo que provocan la agitación suficiente para mantener la biomasa en suspensión y en mezcla íntima con el agua a tratar. Para proporcionar el aire necesario se emplearán soplantes, que además suministrarán aire al desarenador-desengrasador y a los filtros a presión para su lavado.

El agua que llega al reactor provoca el desplazamiento de la mezcla existente entre el agua y la biomasa a un flotador instalado a continuación. En el flotador, los microorganismos se aglomeran sobre pequeñas partículas en suspensión, generando flóculos de varios milímetros que se extraen por la parte superior del equipo en forma de fangos. Sobre los flóculos formados se fijan burbujas de aire que permiten que floten.

Parte de este fango flotado, se recircula a los reactores biológicos para mantener la concentración de microorganismos constante, mientras que el fango restante se mezcla con los fangos procedentes de la decantación primaria, y se envía al proceso de espesado. El agua tratada obtenida en el flotador se envía a la línea de regeneración.

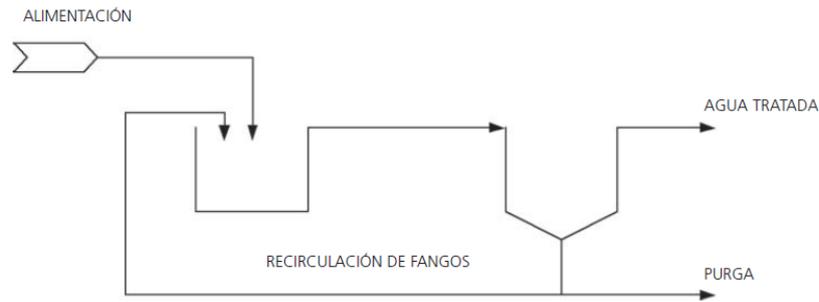


Figura 6. Esquema de la recirculación externa de fangos al reactor biológico

Como consecuencia del proceso de oxidación total que tiene lugar en el reactor se obtienen rendimientos muy elevados de eliminación de materia orgánica, lo que contribuye a una menor generación de fangos, que además se encuentran muy mineralizados, facilitándose por tanto la línea de tratamiento de fangos.

Por otro lado, cada una de las balsas biológicas se encuentra dividida en distintas zonas en las que se producen procesos de nitrificación, desnitrificación y eliminación de fosfatos.

En primer lugar, el reactor consta de una zona anaerobia en el cual entra el agua residual procedente de la decantación primaria así como los fangos recirculados del flotador necesarios para mantener una concentración constante de microorganismos en el reactor. En el reactor anaerobio, se genera por medio de bacterias facultativas una producción de ácidos grasos, acetatos y otra serie de compuestos intermedios, así como una hidrólisis de los polifosfatos presentes en la estructura de la biomasa, que es liberada al medio. Posteriormente, cuando el agua residual entra en la zona aerobia del reactor, se produce una reabsorción de los compuestos de fósforo para llevar a cabo los procesos de síntesis de la nueva biomasa, pero en unas cantidades superiores a las de un proceso convencional como mecanismo de defensa para su uso posterior. Esto conlleva que el fósforo acumulado en los microorganismos sea eliminado del sistema en la purga de fangos.

A continuación de la zona anaerobia, el agua entra en una zona anóxica en la que se mezcla una recirculación interna procedente de la zona aerobia, con el objetivo de que se produzca la desnitrificación de los nitratos generados en la zona aerobia. En la zona aerobia del reactor se produce la oxidación del NTK a nitritos mediante la acción de bacterias del género nitrosomas, y en una segunda fase, se completa la oxidación hasta nitratos mediante la acción de bacterias del género nitrobacter. Los nitratos pasan a la zona anóxica en el agua recirculada en la que, como consecuencia de la mínima cantidad de oxígeno existente, se produce la desnitrificación de los nitratos a nitrógeno gas que escapa a la atmósfera, ya que la biomasa solventa sus necesidades de oxígeno con el disponible en la molécula de nitrato.

4.1.4 Flotación

Como ya se ha comentado en el apartado anterior, el agua tratada que proviene de los reactores biológicos se introduce en un flotador circular, del que se extraen fangos espesados de los cuales, parte se recirculan al reactor biológico y el resto se envían al espesador, y la corriente de agua se envía a la línea de regeneración.

En esta planta, se emplea un sistema de flotación por aire disuelto, en el que el aire se disuelve hasta su saturación en parte del efluente obtenido en el flotador, que se recircula y se mezcla con la corriente de entrada al mismo, como se observa en el siguiente esquema.

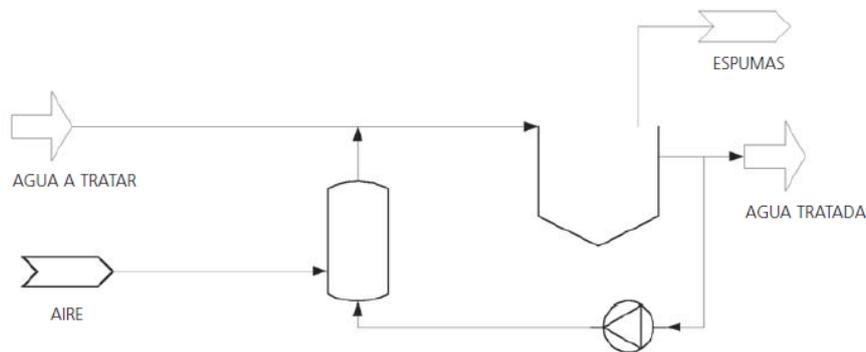


Figura 7. Esquema de la presurización de la recirculación de agua

Parte de la corriente del efluente se satura en aire a una presión de 5 atmósferas en un calderín y se mezcla con la corriente de entrada al flotador. Al entrar en el mismo, se produce una disminución de la presión, que provoca que el gas disuelto en exceso sea liberado en forma de finas burbujas en toda la masa del líquido. La generación de microburbujas, tiene tendencia a formarse en la interfase sólido-líquido, produciéndose la fijación del aire sobre las partículas, que son arrastradas hasta la superficie, en la que son eliminadas. A su vez, el líquido clarificado es retirado por la superficie, mediante vertedero protegido por deflectores que evitan que se produzcan fugas de flotables. Por otro lado, las partículas en suspensión de densidad elevada que pueda llevar el agua residual y que no sean capturadas por las burbujas de aire, decantan en el flotador, siendo arrastradas por unas rasquetas de fondo y purgadas en forma de fangos de manera periódica.

El aire necesario se proporciona por medio de compresores, provisto de calderín de acumulación.

Para el diseño de la flotación por disolución de aire en la recirculación es fundamental determinar el agua de entrada al flotador. Este caudal está compuesto por el caudal procedente del reactor biológico y el caudal de agua recirculado que se satura en aire, el cual depende de la cantidad de sólidos a eliminar en el flotador. Asimismo, será necesario considerar la solubilidad del aire en el agua a la presión y temperatura de trabajo, así como

que, debido a la presencia de contaminantes se puede asimilar que la solubilidad real oscilará entre un 60 y un 80% del valor teórico, estableciéndose en este proyecto un valor del 65%.

Una vez determinado el caudal, se realiza el dimensionamiento del flotador a partir del valor del tiempo de retención y la carga de sólidos.

4.2 LÍNEA DE FANGOS

En los procesos de decantación primaria y tratamiento biológico se generan fangos con unas concentraciones de sólidos en suspensión muy diluidos, que hay que concentrar y tratar para su evacuación de la planta, dando lugar a una línea de tratamiento específica, que por su complejidad y coste tanto de primera implantación como de explotación y mantenimiento, va a tener una gran importancia en la planta.

Para llevar a cabo el tratamiento de los fangos se emplean los procesos de espesado, estabilización y deshidratación, que se describen en los siguientes apartados.

4.2.1 Espesado de fangos

El espesado tiene como objetivo aumentar su concentración en sólidos en suspensión, con el fin de reducir su volumen y facilitar su tratamiento posterior, reduciendo además las necesidades energéticas asociadas a su estabilización posterior.

En esta planta, los fangos procedentes del decantador primario se mezclan con los fangos generados en el reactor biológico, y se someten a un proceso de espesado en dos espesadores dinámicos tipo Huber o similar, que permite obtener fangos con una concentración próxima al 6 %. Únicamente se emplea un equipo de preparación de polielectrolito común a ambos espesadores.

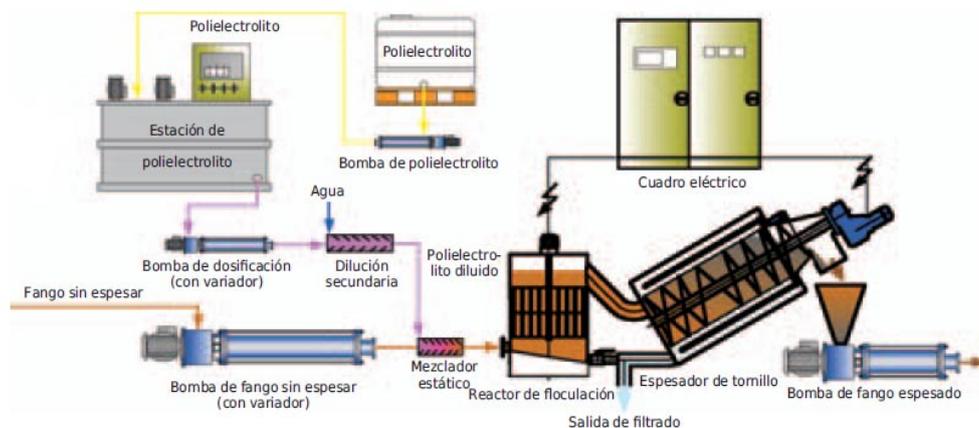


Figura 8. Esquema del espesado de fangos

El sistema de espesado consta de un equipo de preparación y dosificación de polielectrolito, un reactor de floculación y el espesador de tornillo. El floculante se prepara en la estación de polielectrolito para ser añadido al fango de forma proporcional a la cantidad de sólidos contenida en los fangos, de manera que se mezcla con los fangos en un mezclador estático situado antes del reactor de floculación, en el que mediante agitación lenta se favorece la formación de flóculos. En el interior del espesador, el fango floculado se voltea y transporta a lo largo de un tamiz de perfil en cuña por medio de un tornillo que gira a bajas revoluciones, eliminándose el exceso de agua a través de la malla. El fango, una vez espesado, se descarga en una tolva desde la que se bombea al digestor.

La limpieza del tamiz se efectúa con un cepillo colocado en el borde del tornillo sinfín, existiendo también un sistema de lavado periódico de la malla con agua a presión a contracorriente.



Figura 9. Espesador dinámico tipo Huber

4.2.2 Digestión anaerobia

Una vez espesados, los fangos se someten a digestión anaerobia con el objetivo de eliminar la materia orgánica biodegradable presente en los mismos, antes de su evacuación final.

En la digestión anaerobia de fangos se realiza en digestores de mezcla completa, que generalmente se trata de tanques de base circular cerrados, con elevados tiempos de retención y en los que se trabaja a temperaturas próximas a 38°C con el fin de acelerar el proceso. Del proceso de biodegradación anaerobia de la materia orgánica que tiene lugar en los digestores se obtiene como producto final, además del fango estabilizado, el biogás. Este biogás, al estar compuesto mayoritariamente por metano tiene un elevado poder calorífico, y por ello se emplea para producir el calor necesario para la calefacción del digestor.

Como ya se ha comentado, el tipo de digestor empleado en la digestión o estabilización de fangos es de mezcla completa y alta carga, llevándose a cabo el proceso generalmente en dos etapas:

- Primera etapa: se emplea un digestor denominado primario de mezcla completa, provisto de agitación y calentamiento del fango, en el cual tiene lugar la eliminación de la mayor parte de los sólidos volátiles.
- Segunda etapa: consiste en un digestor secundario donde tiene lugar además de la finalización del proceso, el espesamiento de los lodos, así como la obtención de un líquido clarificado que se envía a cabecera de planta. Este segundo digestor sirve además como almacenamiento de fango.

El volumen de los digestores vendrá determinado por el tiempo de residencia de cada uno de ellos y el caudal de fango procedente del espesador dinámico. Al establecer las dimensiones se respetará una relación diámetro/altura de 1,5:1.

4.2.3 Deshidratación por centrifugación

Los fangos, una vez estabilizados se someten a un tratamiento de deshidratación con centrifugas. Las centrifugas decantadoras son equipos que constan de un tambor en posición horizontal que gira sobre dos cojinetes sujetos al bastidor; sobre el mismo eje se encuentra un sinfín que gira a menor velocidad, lo cual provoca el movimiento del fango a lo largo del equipo. El fango se introduce por uno de los extremos, de manera que como consecuencia de la fuerza centrífuga, los sólidos se concentran en la periferia y son arrastrados por el tornillo sinfín hasta el extremo troncocónico, por el que son extraídos al exterior.

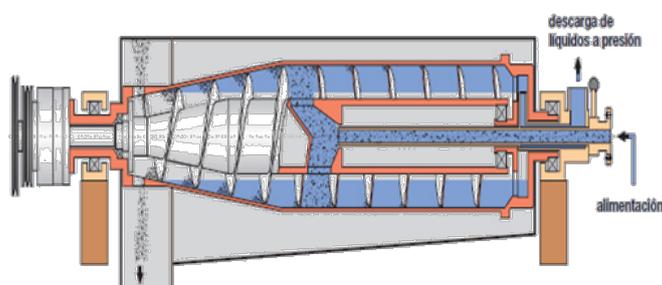


Figura 10. Esquema de una centrifuga

El proceso de deshidratación se mejora mediante la adición de polielectrolito, alcanzándose una concentración del fango deshidratado de entorno al 20-25%. El agua de rechazo se envía a cabeza de planta.

4.3 LÍNEA DE REGENERACIÓN

El agua obtenida en el proceso de depuración se introduce en una tercera línea de tratamientos con el objetivo de poder reutilizar esta agua. Para poder determinar los procesos necesarios que componen esta última etapa de tratamientos es necesario acudir al Real Decreto 1620/2007 del 7 de Diciembre, en el que se establecen los criterios de calidad

DESCRIPCIÓN DE LOS TRATAMIENTOS APLICADOS

para la reutilización de efluentes depurados en función del uso que se le vaya a dar al agua residual regenerada, tal y como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 5. Criterios de calidad para la reutilización de efluentes depurados. Valores máximos admisibles

USOS DEL AGUA PREVISTO	VALORES MÁXIMOS ADMISIBLES (VMA)				Otros Criterios
	Huevos de nematodos intestinales	<i>Escherichia Coli</i> UFC/100 ml	Sólidos en suspensión mg/l	Turbidez NTU	
4.- USOS RECREATIVOS					
CALIDAD 4.1 a) Riego de campos de golf	1 huevo / 10 L	200	20	10	Si el riego se aplica directamente a la zonad el suelo (goteo, micro aspersión) se fijan los criterios del grupo de Calidad 2.3 <i>Legionella spp.</i> 100 UFC/L (cuando se prevea riesgo de aerosoles) Otros contaminantes (1)

Como se puede observar, el riego de campos de golf exige una calidad de agua tipo 4.1. Para determinar el tratamiento adecuado para obtener esta calidad, se toma como referencia la clasificación que realizó el Cedex en 6 tipos de calidad (A,B,C,D,E y F) en función de su rigurosidad respecto a la calidad bacteriológica exigida, teniendo en cuenta fundamentalmente los límites indicados respecto a *Escherichia coli*, Nematodos intestinales y *Legionella spp.*

Tabla 6. Grupos de calidad en función de los límites bacteriológicos establecidos en el R.D. 1620/2007

USOS		Calidad	E.coli UFC/100 ml	Nematodos huevos/10 L	<i>Legionella spp</i> UFC/100 ml
- Industrial 3.2 a)	Torres de refrigeración y condensadores evaporativos	A	Ausencia	1	Ausencia
- Urbano 1.1 a) y b)	- Riego de jardines privados - Descarga de aparatos sanitarios		Ausencia	< 1	< 100
- Ambiental 5.2 a)	- Recarga de acuíferos por inyección directa		Ausencia	< 1	No se fija límite
- Urbano 1.2 a), b), c) y d) - Agrícola 2.1 a) - Recreativo 4.1 a)	- Servicios urbanos, sistemas contra incendios y lavado de vehículos - Riego agrícola sin restricciones - Riego de campos de golf	B	< 100 - 200	< 1	< 100
- Agrícola 2.2 a), b) y c)	Riego de productos agrícolas para consumo humano no en fresco Riego de pastos para animales productores - Acuicultura	C	< 1.000	< 1	No se fija límite
- Ambiental 5.1 a)	Recarga de acuíferos por percolación a través del terreno		< 1.000	No se fija límite	No se fija límite

Como se observa en la tabla anterior, el riego de campos de golf correspondiente a una calidad 4.1 según el Real Decreto 1620/2007 se corresponde con una calidad tipo B según la

clasificación realizada por el Cedex, para lo cual es necesario realizar un tratamiento de tipo II, como se observa en la siguiente tabla.

Tabla 7. Tipos de tratamiento de regeneración en función de la calidad de agua exigida

TIPO DE CALIDAD	TIPO DE TRATAMIENTO Y LÍNEA DE REGENERACIÓN ADECUADA	
	TIPO	LÍNEA
A	I	<i>Tratamiento con membranas:</i> Físico químico con decantación ¹ + Filtración + Ultrafiltración + Desinfección de mantenimiento (normalmente ClONa)
		Físico químico con decantación + Filtración + Desinfección (tendencia a emplear s UV) + Desinfección de mantenimiento (normalmente ClONa)
B	II	Filtración + Desinfección (tendencia a emplear rayos UV) + Desinfección de mantenimiento (normalmente ClONa)
C	III	
D	III	
E	IV	Filtración ²
F		En función de la calidad requerida en cada caso

4.3.1 Tratamiento físico químico con decantación

El tratamiento físico-químico se realiza con el objetivo de eliminar los sólidos en suspensión y coloidales, para permitir un correcto funcionamiento de las etapas posteriores, además de constituir un excelente tampón frente a posibles irregularidades del efluente depurado.

Consta de tres etapas: coagulación, floculación y decantación.

La **coagulación** consiste básicamente en la neutralización de las cargas eléctricas de los coloides presentes en el agua que dan origen a unas fuerzas de repulsión, que impiden su separación posterior a través del proceso de decantación. Para ello se dosifican reactivos químicos denominados coagulantes y se realiza una agitación vigorosa para conseguir una mezcla íntima y rápida en el menor tiempo posible. Generalmente se emplea como coagulante sulfato de alúmina o cloruro férrico.

La **floculación** reagrupa las partículas formadas en el proceso de coagulación cuando estas son de muy pequeño tamaño en otras más grandes, favoreciéndose una mayor velocidad de decantación posterior. Para mejorar la formación de flóculos se dosifican polielectrolitos orgánicos, consistentes en polímeros de alto peso molecular y larga cadena que fijan las partículas sólidas, formando unas nuevas partículas de mayor tamaño, compactas y fácilmente decantables. La floculación tiene lugar bajo una agitación moderada que no destruya los flóculos formados pero que ponga en contacto las partículas con los reactivos, y mantenga los sólidos en suspensión.

La **decantación** realizada en este proyecto es de tipo lamelar, debido a la menor superficie que ocupan frente a los decantadores convencionales. Estos equipos generalmente consisten

en una cuba de tipo rectangular equipada con unos paquetes de placas paralelas, separadas entre 2 y 5 cm, en función del suministrador, o bien un conjunto de tubos en forma de panel, formando un ángulo con la horizontal entre 45° y 60 °. Se hace pasar el agua a través de los paquetes de placas paralelas en régimen laminar y a una velocidad que permita que los sólidos presentes en el agua decanten sobre las placas, deslizándose a continuación sobre la superficie de las mismas hasta alcanzar la zona de retirada de lodos.



Figura 11. Decantador lamelar

4.3.2 Filtración

La filtración es el paso de un fluido a través de un medio poroso que retiene la materia que se encuentra en suspensión y deja pasar el agua. En las estaciones de tratamiento de aguas, el medio poroso más empleado es la arena, o una mezcla de arena y antracita. El espesor de la capa filtrante y la granulometría dependen de la velocidad de filtración, del tamaño y naturaleza de las partículas que van a ser retenidas y de la pérdida de carga disponible.

Para definir el tipo de filtración que se va a realizar en el proceso de regeneración es necesario considerar las condiciones de entrada y salida del agua exigidas, y comprobar qué tipo de filtración tiene el rendimiento adecuado para alcanzarlas.

Para alcanzar la calidad del agua exigida por RD1620/2007 será suficiente con la instalación de un sistema de filtración a presión con lechos de arena de 1,5 metros de espesor en posición horizontal.

Tabla 8. Características principales y rendimientos de los distintos tipos de filtración

	Velocidad filtración (m ³ /m ² /h)	Partícula eliminada (mm)	Lecho (m)/ granulometría (mm)	Reducción Turbidez (%)	Reducción SS (%)	Reducción E.coli (%)	Reducción Nematodos (%)
Presión	7-10	> 0,01	0,8-1,2/0,8-1	20-30	30-50	50-95	95-99
Gravedad	7-10	>0,01	1-1,5 /0,8 – 1	20-50	30-80	50-95	95-99
Anillas/mallas	1.5-3*	>0,02		20-30	20-30	50-60	90-95
Lecho pulsante	8	>0,01	0,25-0,30/0,45	40-50	75-85	40-80	95-99
Puente móvil	5	0,01	0,30-0,40/0,45	60-80	50-80	40-80	95-99
Filtro de tamiz	10-14 (10 micra)	>0,01	Poliéster 0,01- 0,5	85-95	60-80	50-95	Ausencia

Adicionalmente, se dispondrá de un espacio libre en la planta con la superficie necesaria para la posible instalación futura de un sistema de ultrafiltración por membranas, pues aunque el uso final del agua en este proyecto es el uso recreativo que requiere la calidad B, es posible haya una caudal de agua regenerada excedente que no sea necesaria para el riego del campo de golf, y se podrá plantear por tanto otro uso diferente. Este uso adicional podría cualquier otro uso del agua que requiere la misma calidad o inferior, así como el riego de jardines privados, que requiere una calidad de tipo A que es la más exigente de todas. Como se puede observar en la tabla sobre los tratamientos mínimos exigibles en función de la calidad, el tipo A requiere además de todos los tratamientos exigibles para cumplir la calidad B, un tratamiento de ultrafiltración con membranas.

4.3.3 Desinfección con UV

La desinfección del agua consiste en la eliminación de gérmenes patógenos que pueda contener, destruyéndose además en el proceso colibacilos y reduciéndose la cantidad de otras bacterias.

Como agentes desinfectantes se suelen utilizar normalmente cloro y productos derivados del mismo, y ozono. Sin embargo, cuando el agua a desinfectar está libre de sólidos en suspensión una técnica cada vez más empleada es la desinfección mediante UV.

En la desinfección por UV se emplean longitudes de onda próximas a 254 nm ya que tiene efecto germicida al originar cambios químicos en el ácido desoxirribonucleico de los microorganismos, impidiendo su reproducción y, por consiguiente, inactivándolos en fracciones de segundo. Las ventajas de este tipo de desinfección incluyen la automatización del proceso, no tener que manejar producto químico alguno, cortos tiempo de contacto, ausencia de productos secundarios, no le afectan los cambios de temperatura y pH del agua, no presenta riesgos de sobredosificación, tiene bajos costes de mantenimiento y nulos efectos sobre las características químicas del agua, presentando el problema de no dejar desinfectante remanente

4.3.4 Desinfección de mantenimiento

Aunque la desinfección mediante UV es muy efectiva, una de las desventajas que presenta es que no posee carácter residual, por lo que es necesario realizar una desinfección de mantenimiento posterior. Esta desinfección se realiza mediante la dosificación de hipoclorito sódico en la tubería que sale del equipo de UV hasta los depósitos de almacenamiento. Esta tubería presenta un recorrido sinusoidal con el objetivo de aumentar la turbulencia y favorecer la mezcla del reactivo con el agua. Se realiza una medida de cloro a la salida de la tubería con el objetivo de regular la dosificación del mismo, para mantener una concentración de entrada a los depósitos de 2 ppm.

Además, periódicamente se toman muestras del agua almacenada en los depósitos y se analiza el contenido en cloro, con el objetivo de conseguir una concentración residual de 0,5 ppm en los mismos.

4.3.5 Almacenamiento del agua regenerada

El agua regenerada se enviará a las láminas de agua del campo de golf. Se dispone de un depósito de almacenamiento del agua a la salida de la planta separado en dos compartimentos para almacenar el agua según sus posibles usos en caso de que en un futuro se decidiera producir agua de diferentes calidades.

Tendrá un volumen total de 10.800 m³, y la capacidad de almacenar el agua regenerada producida en 24 horas. Será necesario construir una red independiente para el transporte del agua regenerada hasta el campo de golf.

4.4 SISTEMA DE DESODORIZACIÓN

La posible problemática de los olores está considerada como una de las causas de rechazo de la implantación de instalaciones de tratamiento de aguas residuales. Las causas principales de los olores en la ERAR van a tener su origen en:

- Gases olorosos liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica
- Presencia de sulfuro de hidrógeno y otros compuestos olorosos en el agua residual séptica
- Residuos de desbaste y arenas sin lavar
- Instalaciones de manipulación, acondicionamiento y deshidratación de fangos

Además, los olores se harán más intensos cuando se originen movimientos bruscos que provoquen turbulencias y por aumentos de temperatura. Para paliar esta situación tanto en el medio de trabajo como en las zonas colindantes, se realizarán una serie de operaciones:

- Confinamiento de las fuentes de olor mediante la instalación de coberturas plásticas lo más próximas al agua (primera piel, cobertura de PRFV o tela sintética tipo geotextil) en zonas anaerobias y anóxicas del reactor biológico.
- Creación de depresiones en las zonas confinadas para la aspiración del aire viciado y su posterior tratamiento vía química, evitando la salida del olor al exterior.
- Una vez que el aire ha sido tratado, y debido a que los tratamientos no son 100% eficaces, se realiza una dispersión de este aire a través de chimeneas que lo diluyen al exterior.

Se va a llevar a cabo el confinamiento de las zonas productoras de olor mediante edificios que impidan la salida de los olores al exterior. En un primer edificio se confinará todo el proceso de pretratamiento: pozo de gruesos, reja de gruesos y finos y tamices. Por otro lado, se aislará en un segundo edificio los equipos de tratamiento de fangos como son los espesadores dinámicos y las centrífugas.

Las zonas de digestión y biogás, si bien estarán en depósitos confinados, los tanques estarán al aire con el fin de evitar zonas con atmósferas explosivas.

4.4.1 Zonas contaminadas con acceso a personal

Los edificios serán clasificados como zonas **contaminadas con acceso a personal**, ya que presentarán un índice de contaminación alto e inevitable. Para la protección de los operarios estas zonas se encontrarán en depresión con valores del orden de -5mm.c.a. Los caudales a extraer de aire serán más exigentes debido a la presencia de personal en su interior para evitar que se puedan alcanzar concentraciones que puedan ser perjudiciales para la salud de las personas. Como factor de seguridad, el nivel de contaminación no superará las 5.000 UOE/m³.

Asimismo, se dispondrá de detectores de SH₂ y de ausencia de oxígeno en todas las zonas confinadas en las que pueda entrar el personal operador. Estos equipos detectarán la concentración de SH₂ en el interior del edificio y al alcanzar el umbral de peligrosidad se activará una luz de emergencia que avise a los operarios para evitar que entren en el edificio mientras se mantengan las condiciones de peligro, o en caso de que la entrada sea necesaria, que accedan a la zona protegidos hasta que las concentraciones de olores desciendan. Además, al detectar niveles elevados de SH₂, se pondrá en automático la máxima capacidad de extracción de la zona.

Para la aspiración del aire viciado se instalarán unas canalizaciones captadoras de gases y olores. Serán fabricadas en polipropileno y tendrán la suficiente potencia para poder trabajar

con velocidades mayores a 15 m/s, generándose pequeñas pérdidas y permitiendo tener toda la red en depresión.

4.4.2 Sistema de desodorización por lavado químico

El aire viciado extraído de los edificios será conducido a través de las canalizaciones hasta un **sistema de desodorización por lavado químico**, que consiste en el tratamiento de dichos gases mediante torres de lavado.

En primer lugar, el aire captado se hace pasar por una primera torre donde se recircula constantemente una solución de ácido clorhídrico (HCl) a contracorriente de la masa de aire. Esta reacción del reactivo con los elementos presentes en el aire se efectúa en una zona de relleno, que posee una gran superficie específica y provoca por tanto un contacto íntimo entre los gases y el reactivo, facilitando así la neutralización de los compuestos.

En segundo lugar, el aire pasa a una segunda torre, donde de forma similar a la anterior fase, se pulveriza una solución de sosa cáustica (NaOH) e hipoclorito sódico (NaClO). El NaOH llevará el pH del aire hasta una posición neutra de tal forma que el NaClO pueda actuar neutralizando el resto de gases generadores de olor.



Figura 12. Sistema de desodorización por vía química del fabricante TECOPLAS

Los reactivos químicos serán recirculados en el proceso, pero a medida que disminuya la concentración de las sustancias activas, será necesario reponerlos periódicamente. Para ello se instalarán medidores REDOX en cada torre que detectarán la existencia de concentraciones mínimas fijadas para proceder a la aportación de reactivos. La dosificación de reactivos se efectuará a través de bombas dosificadoras alimentadas desde los depósitos de reactivos previstos a tal fin. El proveedor del equipo de desodorización vía química podrá ser TECOPLAS o similar.

4.5 EMISARIO SUBMARINO

Aunque en condiciones normales la totalidad del caudal de agua a la salida del sistema de flotación será conducida hasta el tratamiento terciario para su regeneración, habrá ocasiones, como situaciones en las que haya averías o se den lluvias intensas, en las que sea necesario verter el agua a través de un emisario submarino ya que la demanda de agua podrá verse reducida o bien que el depósito de almacenamiento no tenga capacidad para almacenar todo el agua producida.



Figura 13. Emisario submarino

Para dar respuesta a este suceso, se instalará un emisario submarino, perpendicular a la línea de costa que vierta a una distancia de la costa tal que no se vean afectados los ecosistemas marinos (principalmente las poblaciones de Posidonia oceánica) y que disponga del adecuado tramo difusor de tal forma que se cumpla el criterio de calidad excelente de la Directiva 2006/7/CE para *Escherichia coli*. Asimismo, las bocas de descarga tendrán un diámetro superior a 0,15 m para evitar problemas de obturación por bioincrustaciones en la boca. (El dimensionamiento del emisario submarina queda fuera del alcance del proyecto)

4.6 INSTRUMENTACIÓN

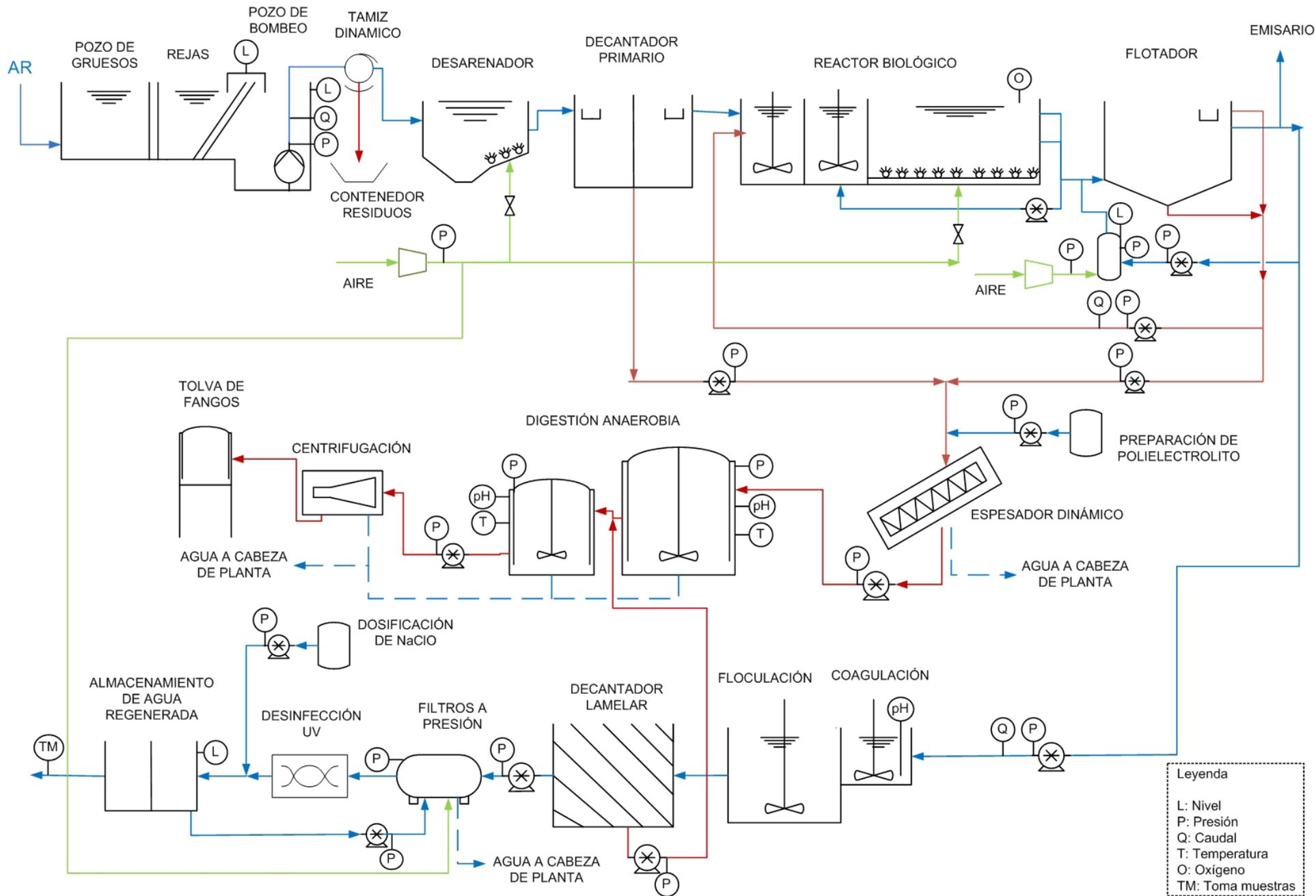
En este apartado se procede a realizar una breve descripción de la instrumentación principal de la planta, que irá acompañada por un diagrama de la misma en la que se representan de manera esquemática todos los controles que se comentan a continuación.

- **Rejas de finos:** se establece un medidor de nivel tipo radar con tubo tranquilizador de la lámina de agua antes y después de las rejas con el objetivo de controlar la pérdida de carga que se produce como consecuencia del ensuciamiento de las mismas. Cuando este parámetro alcanza el valor de 20 cm, se arranca el sistema automático de limpieza de las rejas. Con un desfase de 10 segundos se pone en marcha la cinta transportadora que lleva los residuos hasta el compactador de basuras que los evacua al contenedor.
- **Pozo de bombeo:** cada una de las cuatro bombas situadas en el pozo de bombeo posee un medidor de presión tipo manómetro y un medidor de caudal magnético común a todas para conocer el caudal de entrada a la planta. Además en el pozo se sitúa un medidor de nivel tipo radar con tubo tranquilizador para controlar que el

nivel supere unos límites máximos y mínimos establecidos, y controlar de esta manera el funcionamiento de las bombas.

- En cada uno de los canales del **reactor biológico** se instala un medidor de oxígeno, con el objetivo de controlar que la concentración sea de 2 ppm en toda la balsa. En el caso de que aumente la concentración se cierran las válvulas de alimentación de aire a la balsa. El medidor de oxígeno posee un sistema de limpieza automático del electrodo almacenando en la memoria la última medida realizada, para que durante el proceso de limpieza no se introduzca una señal errática en el sistema.
- Las **soplantes** que proporcionan el aire necesario al desarenador-desengrasador, a los reactores biológicos y a los filtros a presión, poseen un medidor de presión a la salida. Esta medida de presión detecta el consumo de aire en la instalación, actuando en consecuencia sobre el variador de frecuencia.
- Todas las **bombas de la planta** dispondrán de un medidor de presión tipo manómetro.
- El **compresor** que proporciona el aire necesario al calderín de presurización de la recirculación del flotador, posee un medidor de presión a la salida.
- El **calderín de presurización de flotación** lleva asociado un medidor de nivel y de presión.
- La bomba situada en la **recirculación externa del reactor biológico** posee un medidor de caudal con el objeto de poder regular las purgas.
- El espesador incorpora un caudalímetro para ajustar la dosificación de polielectrolito en función del caudal de entrada de fangos.
- Los **digestores anaerobios** cuentan con un medidor de temperatura ya que esta es crítica para el proceso. La temperatura debe mantenerse en 38°C para que se cumplan los tiempos de retención para los que se ha diseñado los digestores y se obtenga el rendimiento esperado en la degradación anaerobia de la materia orgánica. A su vez, otro factor crítico es el pH, por lo que se contará con un medidor de pH: la última etapa correspondiente a la metanogénesis es muy sensible a la acidificación del medio, por lo que es fundamental controlar y regular el pH del medio. Para ello se dispondrá además de un sistema de dosificación de NaOH por si fuera necesario. Por último es importante controlar la presión ya que se genera biogás.
- En la **tubería de entrada al sistema de regeneración** se instala un medidor de caudal magnético para controlar el caudal de entrada y de esta manera poder ajustar la dosificación de reactivos.
- En el **coagulador** se instala un medidor de pH en función del cual se regula la dosificación de NaOH.
- En los **filtros a presión** se instala un medidor de presión en la parte superior del lecho de arena con el objetivo de controlar el ensuciamiento del mismo y programar los lavados. Se realiza una comparación de la medida realizada con el valor de la misma cuando el filtro está completamente limpio ($P=1 \text{ kg/cm}^2$).

- En la **tubería de salida** de los tanques de almacenamiento de agua regenerada se instala un toma muestras automático.
- En el **tanque de almacenamiento** se instala un medidor de nivel



5. CÁLCULOS DE DIMENSIONAMIENTO

5. CÁLCULOS DE DIMENSIONAMIENTO

5.1 Línea de agua

5.1.1 Pretratamiento

5.1.1.1 Pozo de gruesos

La ERAR cuenta con un pozo de gruesos con capacidad suficiente para recibir el volumen máximo de agua residual correspondiente a la población de 40.000 habitantes característica de temporada alta, no viéndose afectado el funcionamiento por la disminución de caudal correspondiente a otras épocas del año.

Tabla 9. Parámetros de diseño del pozo de gruesos

PARÁMETROS DE DISEÑO	
Ch(m ³ /m ² ·min)	1
tr (min)	2
Q (m ³ /h)	450

El diseño se realiza en base a los parámetros anteriores, según las siguientes ecuaciones:

$$\text{Volumen} = \frac{Q_{\max} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) \cdot \text{tr}(\text{min})}{60 \left(\frac{\text{min}}{\text{h}} \right)}$$

$$\text{Sección} = \frac{Q_{\max} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right)}{60 \left(\frac{\text{min}}{\text{h}} \right) \cdot \text{Ch} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{min}} \right)}$$

$$\text{Altura} = \frac{\text{Volumen} (\text{m}^3)}{\text{Sección} (\text{m}^2)}$$

El ancho del pozo de gruesos viene determinado por la anchura de los canales de rejillas que se establecen a continuación, ya que se pretende unificar esta dimensión en el caso del pozo de gruesos, rejillas y pozo de bombeo. Además deberá tener unas dimensiones mínimas para que la cuchara bivalva pueda acceder sin problemas y extraer los residuos depositados.

Tabla 10. Dimensiones del pozo de gruesos

DIMENSIONES	
Altura (m)	2
Ancho (m)	3,6
Largo (m)	3
Superficie (m ²)	11
Volumen (m ³)	22

La cuchara bivalva que se instalará tendrá una capacidad de extracción de 300 litros. El modelo podrá ser de la serie CP-300 del fabricante Estruagua o similar.

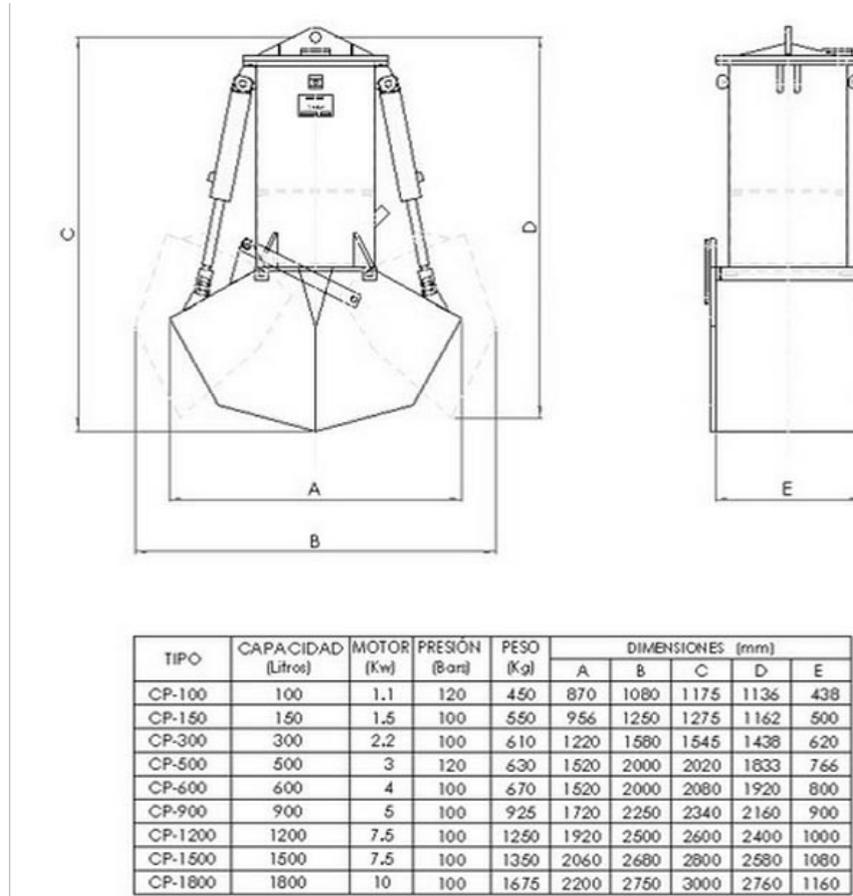


Figura 14. Datos Técnicos de la cuchara bivalva electrohidráulica Série CP (ESTRUAGUA)

5.1.1.2 Rejas

En el frontal del pozo de gruesos se establece una reja de muy gruesos formada por barrotes de 80 mm de espesor con una luz de 80 mm. Esta reja ocupa toda la sección de salida del agua hacia el sistema de canales de rejas de finos.

El sistema de tres canales de rejas de finos se coloca fundamentalmente para proteger a las bombas de la presencia de sólidos en el agua. Se establecen dos rejas circulares automáticas y una reja manual, cuya sección se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$S(m^2) = \frac{Q \left(\frac{m^3}{h} \right)}{v \left(\frac{m}{s} \right)} \cdot \frac{L(mm) + e(mm)}{L(mm)} \cdot \frac{1}{C}$$

Siendo:

S: superficie

Q: caudal

V: velocidad de paso a través de la reja

L: luz o separación entre barrotes

e: espesor del barrote

C: coeficiente de colmatación (tanto por uno)

Las rejillas se diseñan para los caudales máximos y medios correspondientes a la estación con mayor y menor población, con los siguientes parámetros de diseño:

Tabla 11. Parámetros de diseño de las rejillas de finos

TEMPORADA ALTA		TEMPORADA BAJA	
Q _{max} (m ³ /h)	450	Q _{max} (m ³ /h)	215
Q _{medio} (m ³ /h)	250	Q _{medio} (m ³ /h)	110
V _{max} (m/s)	1,2	V _{max} (m/s)	1,2
V _{media} (m/s)	0,8	V _{media} (m/s)	0,8

Teniendo en cuenta estos parámetros y que se instalan rejillas con una luz de paso de 10 mm y un espesor de barrotes de 8 mm, se obtiene el valor de la sección según la ecuación anterior. Es importante tener en cuenta que las rejillas se dimensionan de manera que en temporada baja únicamente se emplea una de las tres rejillas, y en temporada alta dos de ellas, quedando una de reserva. Al tratarse de rejillas circulares, se diseñan de manera que el ancho y alto de las mismas sean iguales.

Se obtienen rejillas de 0,13 m² de sección, que corresponden a una anchura y altura de 370 mm en temporada alta, y 360 mm en temporada baja. Dado que el suministrador no dispone de una reja de estas dimensiones se instalan rejillas de 400 mm de anchura.

Referencia	A. Canal mm	H. Canal mm	Luz de paso mm
RCAS 1	300	400	10
RCAS 2	400	500	10
RCAS 3	500	500	10

Figura 15. Datos técnicos de las rejillas de finos (REMOSA)

Teniendo en cuenta las dimensiones de las rejillas, y que se deben establecer unas distancias entre los canales, se calcula la anchura total del sistema de rejillas, que como se ha comentado coincide con la anchura del pozo de bombeo y de gruesos.

$$\text{Anchura} = \text{Ancho Reja} * 3 + \text{Distancia entre canales} * 4$$

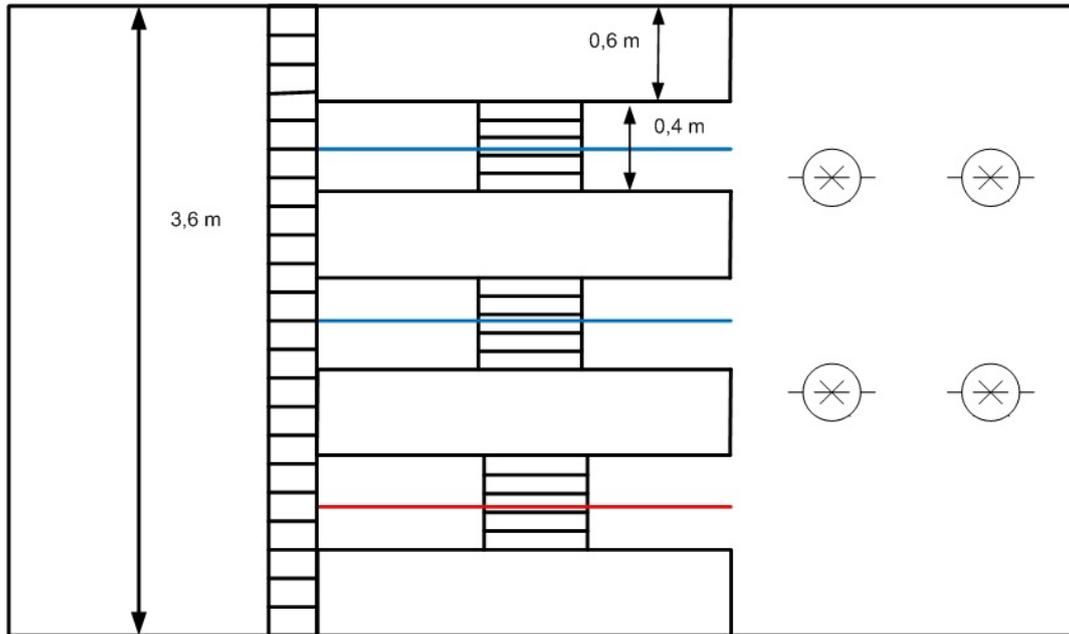


Figura 16. Esquema del desbaste

Como ya se ha comentado anteriormente, los sólidos extraídos en las rejillas automáticas son transportados a través de una cinta hasta un compactador que los impulsa hasta un contenedor perforado en el fondo situado a nivel del suelo en el que se almacenan hasta que son evacuados de la planta.

La cinta transportadora trabajará a una velocidad máxima de 60m/h y contará además con una rasqueta limpiadora así como un tren de rodillos cada 800mm



Figura 17. Cinta transportadora



Figura 18. Compactador de basuras

El compactador de basuras escurrirá todos los residuos y los compactará para enviar a vertedero de residuos sólidos urbanos. El suministrador de este compactador de basuras podrá ser ESTRUAGUA o similar.

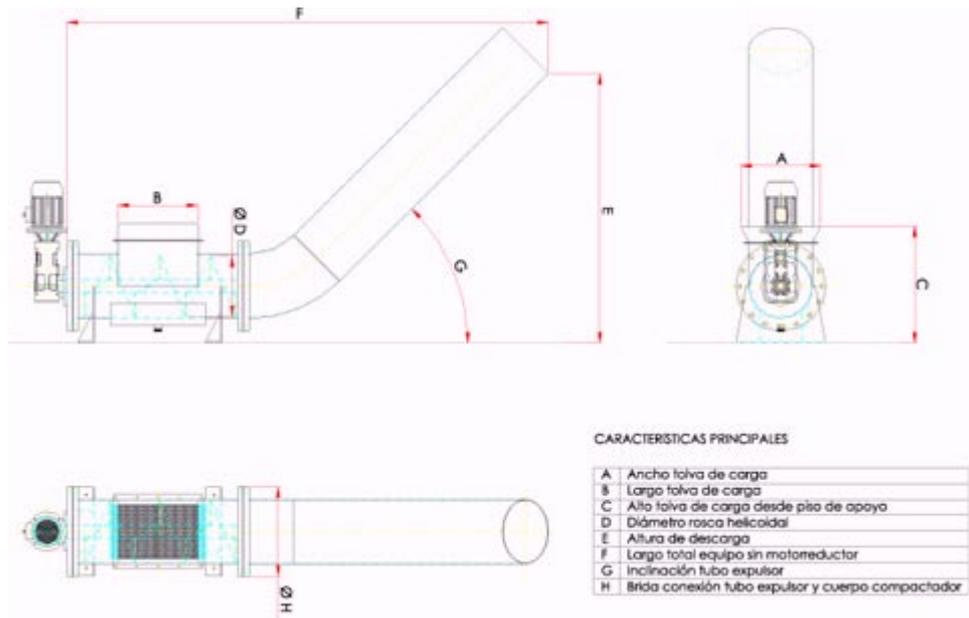


Figura 19. Datos Técnicos Compactador helicoidal Série CTH-013 (ESTRUAGUA)

5.1.1.3 Pozo de bombeo

Se coloca un total de cuatro bombas, distribuidas en dos filas y dos columnas, de manera que mediante la combinación de las mismas y contando en todo momento con una de reserva, se ajustan los caudales impulsados por las mismas, a los valores máximos y medios característicos de la variación estacional de población, tal y como se observa en la siguiente tabla:

Tabla 12. Esquema de funcionamiento de las bombas

Q (m ³ /h)	BOMBA			
	125 m ³ /h	125 m ³ /h	250 m ³ /h	250 m ³ /h
450	RESERVA	RESERVA	X	X
250			X	RESERVA
215			X	RESERVA
110	X	RESERVA		

Se instalarán bombas de rodete abierto sumergibles, con distintas capacidades para ajustar los caudales de entrada a la planta. El modelo de bomba que se instalará será ABS o similar.

De acuerdo con la curva característica que el fabricante ofrece, para la elección del modelo se tendrá en cuenta la altura a la que las bombas deberán impulsar el agua así como su caudal. Estas bombas elevarán el agua 8 metros de altura y deberán tener una capacidad de bombeo de 70 y 35 l/s respectivamente.

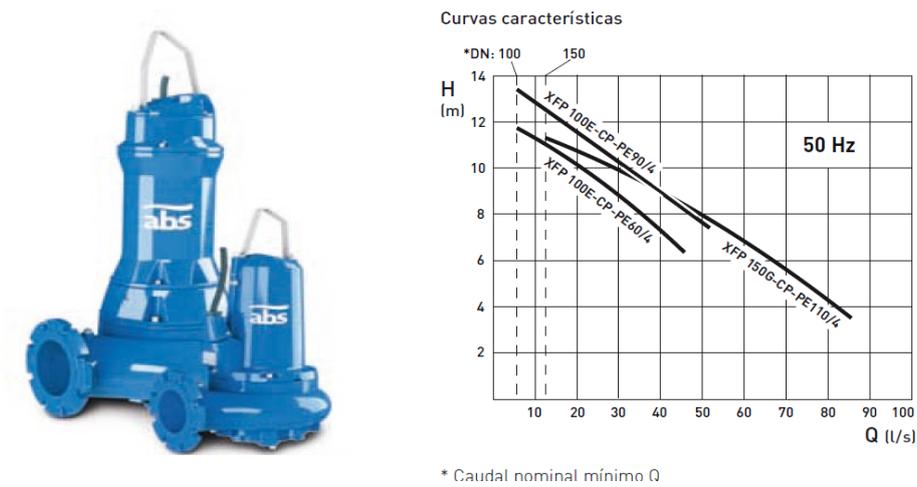


Figura 20. Bomba y curva característica

Para el cálculo de las dimensiones del pozo se tiene en cuenta la premisa de que la anchura es la misma que la de los canales de rejillas y el pozo de gruesos; mientras que para determinar el largo del pozo se considera un diámetro de las bombas de 300 mm y un espaciado entre ellas de 800 mm.

Tabla 13. Dimensiones del pozo de bombeo

DIMENSIONES	
Altura (m)	2
Ancho (m)	3,6
Largo (m)	3

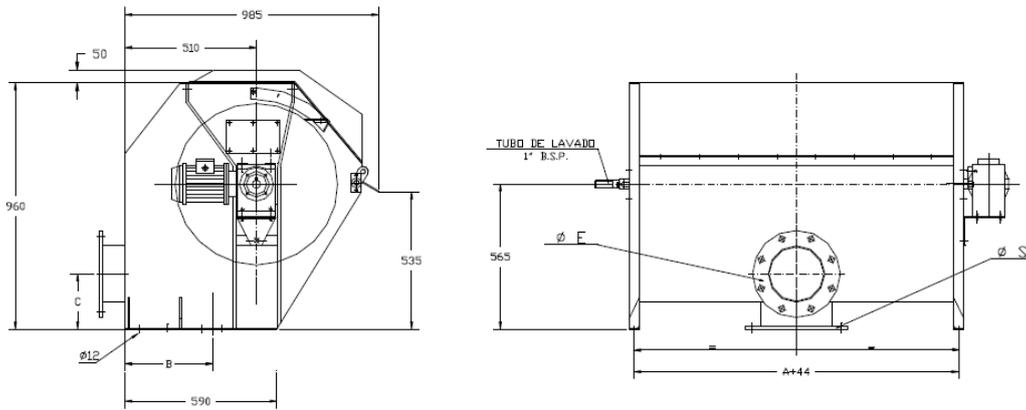
5.1.1.4 Tamizado

A continuación del pozo de bombeo se instalan dos tamices con una luz de paso de 1mm diseñados para tratar el caudal máximo de diseño. En la operación se alternarán entre ellos, de manera que siempre habrá uno en funcionamiento y el segundo constituirá una unidad de reserva.

Como se observa en la siguiente imagen, dado que el caudal máximo a tratar es de 450 m³/h, se elige un tamiz rotativo modelo GF-63180.

Luces (mm)								
Modelo	0.25	0.5	0.75	1	1.5	2.5	PESO EN SECO	PESO EN CARGA
GF-4025	10	18	24	30	39	39	70	125
GF-63030	28	51	68	85	108	108	260	345
GF-63060	57	102	137	170	216	216	280	450
GF-63090	85	153	205	256	324	324	300	575
GF-63120	114	205	273	341	432	432	340	700
GF-63150	142	256	341	426	540	540	380	825
GF-63180	182	302	420	511	659	659	420	950
GF-90200	220	386	533	665	900	1200	1100	1870
GF-90300	230	580	800	1000	1350	1800	1240	2400

Capacidades en m³/h para agua con 200 ppm de s.s.



MODELO	A	B	C	∅ E	∅ S
GF-63030L	315	290	175	125	150
GF-63060L	615	315	190	150	200
GF-63090L	915	342	215	200	250
GF-63120L	1215	367	242	250	300
GF-63150L	1515	383	267	300	350
GF-63180L	1815	383	267	300	350

5.1.1.5 Desarenado-desengrasado

Se dispone de un desarenador-desengrasador aireado diseñado para tratar el máximo caudal que llegue a la planta, ya que por su configuración no se verá afectado por la disminución de caudal durante el resto del año.

Tabla 14. Parámetros de diseño del desarenador-desengrasador

PARÁMETROS DE DISEÑO		
Q (m ³ /h)	tr (min)	Ch(m ³ /m ² ·min)
450	10	25
250	15	15

El dimensionamiento del equipo se realiza empleando las siguientes ecuaciones en base a los parámetros de diseño establecidos, obteniéndose dos valores de superficie y de volumen (uno para cada valor de caudal), de los que se toma el mayor en cada caso.

La superficie horizontal del equipo viene definida por:

$$Sh (m^2) = \frac{Q \left(\frac{m^3}{h} \right)}{CH \left(\frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right)}$$

El volumen vendrá definido por:

$$Vol (m^3) = \frac{Q \left(\frac{m^3}{h} \right) \cdot tr(\min)}{60 \left(\frac{\min}{h} \right)}$$

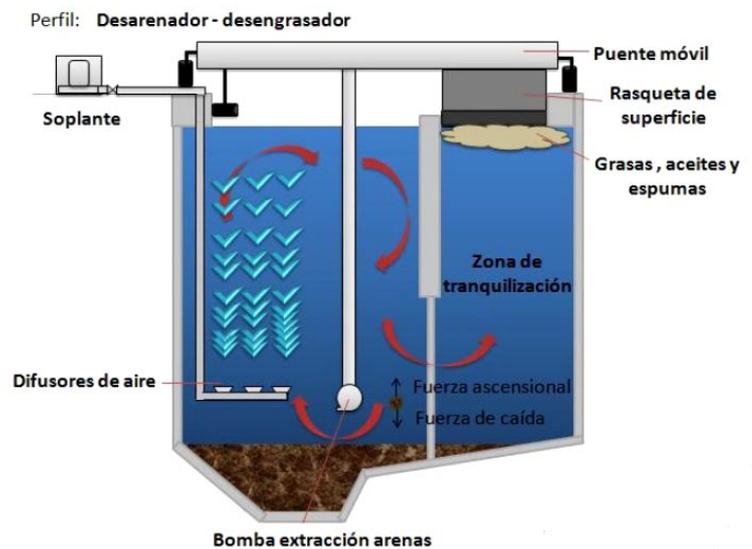
La altura se obtiene dividiendo el volumen entre la superficie del equipo:

$$h (m) = \frac{Volumen (m^3)}{Sección (m^2)}$$

De manera que las dimensiones finales del equipo, teniendo en cuenta las limitaciones existentes se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 15. Dimensiones del desarenador-desengrasador

DIMENSIONES	
Volumen (m ³)	75
Superficie (m ²)	18
Altura (m)	4,2
Largo (m)	7,2
Ancho (m)	2,5



Por último el caudal de aire necesario vendrá definido por la siguiente ecuación, en la que se considera que las necesidades de aire son de 1,5 m³/h por unidad de volumen del desarenador:

$$Q_{aire} = Vol (m^3) \cdot 1,5 \left(\frac{m^3}{m^3 \cdot h} \right)$$

La aportación del aire al desarenador se hará a partir de un grupo de soplantes. Estos equipos aportarán el aire suficiente para cubrir las necesidades de aire del desarenador, el aire necesario para llevar a cabo la degradación biológica de la materia orgánica en el reactor biológico y el aire necesario para el lavado de filtros a presión.



Figura 21. Soplante

Tabla 16. Necesidades de aire

NECESIDADES DE AIRE	
Q (m ³ /min) desarenador	2,35
Q (m ³ /min) biológico	61
Q (m ³ /min) lavado filtros	17,5
Q (m ³ /min) total	80,85

Para ello se instalarán 3 soplantes de la marca Pedro Gil o similar con un caudal unitario de 32,80 m³/min cada una, de tal forma que haya un equipo de reserva y los otros dos puedan funcionar para producir todo el caudal de aire necesario para enviar al reactor biológico, al desarenador y a los filtros a presión.

Δp/mbar	TAMAÑO/SIZE		33 20 / DN - 150										
	800	Q ₁	m ³ /min.	7,80	11,78	15,76	19,16	22,57	25,41	28,82	32,80	36,20	38,48
Δt		°C	106	93	86	83	80	79	77	76	75	74	
R.P.M		sopl.	1.100	1.450	1.800	2.100	2.400	2.650	2.950	3.300	3.600	3.800	
R.P.M		mtr.	1.465	2.945	2.945	2.955	2.965	2.965	2.970	2.970	2.970	2.970	
kW		N. abs		18,6	24,6	30,5	35,6	40,7	44,9	50	55,9	61	64,4
			N. motor	30	30	37	45	55	55	75	75	75	75
dB(A)		s. cab.		80	83	85	88	89	89	91	91	92	92
	c. cab.		69	69	70	70	70	71	71	72	72	72	

Figura 22. Especificaciones de los equipos soplantes

Para la distribución del aire en el desarenador-desengrasador se emplean difusores de disco de membrana de burbuja fina (mm). Este mismo tipo de difusores también serán empleados en el reactor biológico. Teniendo en cuenta que la capacidad de cada difusor oscila entre 4 y 8 m³/h y las necesidades de aire calculadas, se determina un número de 19 difusores.

$$\text{Número de difusores} = \frac{Q_{\text{aire}} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right)}{\text{Capacidad difusor} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h} \cdot \text{difusor}} \right)}$$

Los difusores de membrana de burbuja fina serán del fabricante Nopol o similar. Estas membranas durante la aireación se inflan y abren unos orificios debido a la presión del aire comprimido y la placa de ampliación distribuye el aire uniformemente por toda la superficie de la membrana. Cuando cesa el caudal de aire, la presión del agua empuja la membrana fuertemente contra la placa de ampliación del difusor, de manera que los orificios se cierran, y la válvula antirretorno se cierra garantizando la estanqueidad de la tubería.

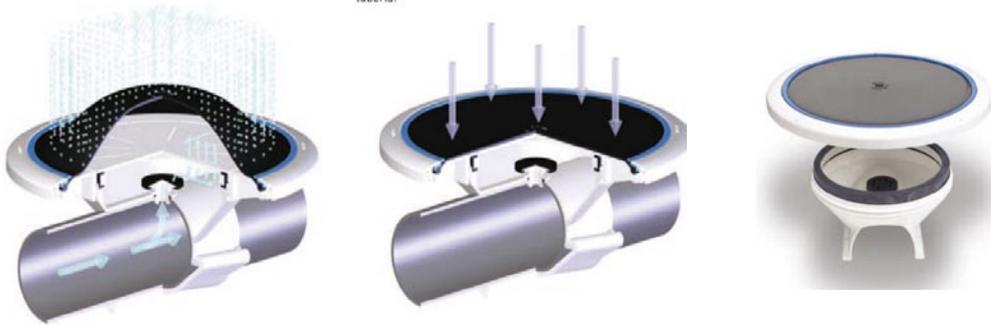


Figura 23. Difusor Nopol de burbuja fina

Para la evacuación de las arenas del desarenador desde el fondo, se instalará colgada del puente móvil una bomba de arenas sumergida. Ésta será engomada para que no tenga desgastes y además dispondrá de un variador de frecuencia para reducir el caudal de extracción cuando el contenido en arenas sea bajo. Tendrá una capacidad máxima de extracción de $10\text{m}^3/\text{h}$. Según el catálogo de bombas Omega, se escogerá el modelo 40G50-270 (o similar).



Figura 24. Bomba sumergible engomada Omega

Las arenas extraídas del desarenador con la bomba van a ser enviadas a un **lavador de arenas**, donde serán lavadas para disminuir su contenido en M.O. y poder ser enviadas a un vertedero de residuos inertes. Las arenas se introducen por la parte trasera del clasificador y el nivel se mantiene constante gracias a un aliviadero transversal que proporciona una velocidad de circulación adecuada para provocar la sedimentación de las arenas y el arrastre de la M.O. Desde el clasificador, un tornillo transportador eleva las arenas hasta la cota de descarga, permitiendo el escurrido de las mismas. El suave movimiento de la hélice provoca también la suspensión en el vertido de la materia orgánica, de densidad cercana a la del agua, que es arrastrada hacia el aliviadero de salida. Se instalará un lavador de arenas del fabricante Filtramas.S.A. o similar.

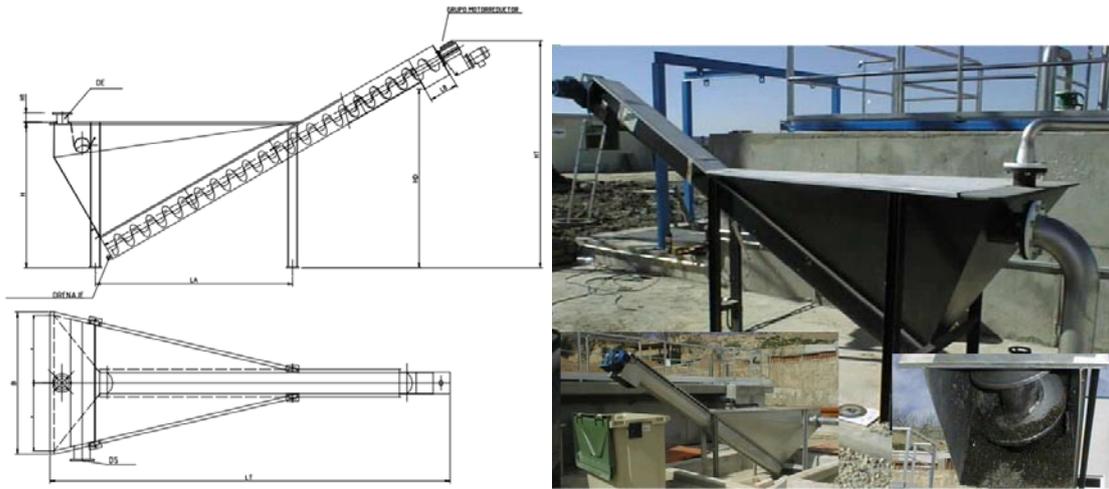


Figura 25. Esquema e imagen del lavador de arenas (Filtramas. S.A.)

Asimismo, las grasas separadas del desarenador-desengrasador también deberán ser evacuadas de la planta. Como su destino final será vertedero de residuos peligrosos, es importante reducir su volumen al mínimo posible para que los costes de gestión de residuos se reduzcan. Para ello se empleará un equipo **concentrador de grasas** que podrá ser del fabricante Filtramas. S.A. o similar.



Figura 26. Concentrado de grasas (Filtramas. S.A.)

5.1.2 Decantación primaria

Se instalan dos unidades de decantación primaria rectangulares, que soportan el caudal máximo de llegada a la planta en temporada alta. Cada una de las unidades se diseñan para una población de 20.000 habitantes equivalentes, con el objetivo de poder emplear un decantador en temporada baja y ambos en temporada alta, obteniendo por tanto dos decantadores del mismo tamaño, cuyas dimensiones se ajustan para que las balsas se puedan construir adosadas a las balsas del reactor biológico, como se explicará en el siguiente apartado.

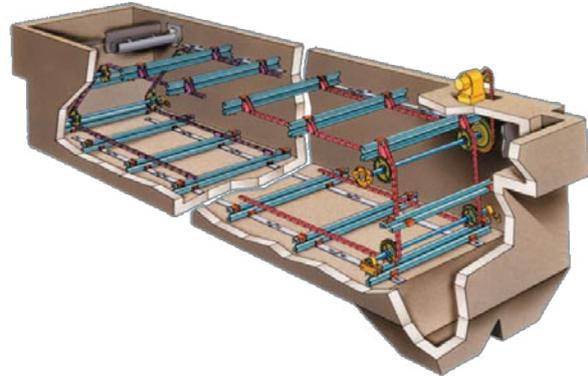


Figura 27. Decantador rectangular (Envirex)

Para el diseño de los decantadores primarios los valores utilizados son los siguientes:

Tabla 17. Parámetros de diseño del decantador primario

PARÁMETROS DE DISEÑO		
Q (m ³ /h)	tr (h)	Ch(m ³ /m ² ·h)
240	1,5	2,5
125	2,5	1,5

El volumen y la superficie necesarios vendrán dados por las siguientes ecuaciones:

$$Sh (m^2) = \frac{Q \left(\frac{m^3}{h} \right)}{V \left(\frac{m}{h} \right)}$$

$$\text{Volumen (m}^3\text{)} = Q \left(\frac{m^3}{h} \right) \cdot \text{tr(h)}$$

Las limitaciones dimensionales de los decantadores rectangulares para su dimensionamiento final se resumen a continuación:

- La profundidad varía entre 2,5 y 3,5m.
- La longitud máxima empleando cadenas metálicas se encuentra entre 35 y 40 m.
- La anchura máxima con arrastre por cadenas es de 6m.

Tabla 18. Dimensiones del decantador primario

DIMENSIONES	
Volumen (m ³)	360
Superficie (m ²)	96
Altura (m)	3,75
Largo (m)	16
Ancho (m)	6

El fabricante de los equipos asociados al decantador rectangular, así como de las rasquetas, será Envirex o similar.

Los rendimientos de eliminación en la decantación primaria serán de DBO 33%, SS 66% y NTK 10%, lo cual es necesario considerar para calcular la composición de entrada al reactor biológico.

5.1.3 Reactor biológico

Como ya se ha comentado en el apartado de descripción de los tratamientos, se instala un tratamiento biológico que combina el sistema de lodos activos con oxidación total, nitrificación-desnitrificación y eliminación de fósforo. El reactor biológico está formado por dos balsas; de manera que en temporada baja únicamente se emplea una de ellas y en temporada alta ambas. A la entrada de cada una de ellas se coloca una compuerta para aislar una de las balsas biológicas en temporada baja.

La composición del agua a la entrada del tratamiento biológico según la época del año, es la siguiente:

Tabla 19. Composición del agua de entrada al biológico

COMPOSICIÓN ENTRADA BIOLÓGICO	TEMPORADA ALTA	TEMPORADA BAJA
DBO (ppm)	333	287
SS (ppm)	200	172
NTK (ppm)	100	85
Fosfatos (ppm)	30	26

Teniendo en cuenta que la DBO de salida debe ser de 25 ppm, se debe obtener un rendimiento de eliminación de DBO en temporada alta del 92,5% frente al 91,3% en temporada baja, lo cual, como se observa en la tabla corresponde con unas cargas másicas de 0,15 y 0,2 respectivamente.

Tabla 20. Valor de la Carga Másica en función del rendimiento del proceso

Rendimiento proceso %	Carga Másica (kgDBO/día)/kg MLSS
87	0,5
88	0,4
90	0,3
92	0,2
93	0,1
94	0,05

Como ya se ha comentado, el diseño del tratamiento biológico se realiza de manera que esté formado por dos balsas, de las que en temporada baja únicamente se emplea una, y en temporada alta se emplean ambas. Para el cálculo del volumen de las mismas, finalmente se establece una carga másica de 0,15, obteniéndose por tanto un rendimiento global del 92,5%, independientemente de la estación del año.

El volumen del reactor biológico se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$\text{Volumen (m}^3\text{)} = \frac{\text{DBO}_{\text{IN}}(\text{Kg DBO/día})}{\text{CM} \cdot (\text{MLSS}/1000)}$$

Tabla 21. Cálculo del volumen del reactor biológico.

	TEMPORADA ALTA	TEMPORADA BAJA
CM	0,15	0,15
DBO_{IN} (Kg/día)	2.000	756
MLSS (ppm)	3.750	3.000
Volumen teórico (m³)	3.556	1.682

El reactor biológico se estructura en cuatro zonas diferentes en cada una de las cuales se producen distintas reacciones biológicas. A partir de la ecuación anterior se ha calculado el volumen total correspondiente a las zonas anóxica, aerobia y facultativa, siendo necesario especificar el porcentaje que representa cada una de ellas y calcular el volumen de zona anaerobia.

El porcentaje de zona anóxica se calcula a partir de la siguiente ecuación, representando la zona facultativa y óxica el porcentaje restante:

$$f(x) = 1 - S \cdot \frac{b_n^T \left(\frac{1}{E} \right)}{u_{nm}^T}$$

Donde:

$f(x)$: porcentaje de zona anóxica, en tanto por uno.

b_n^T : coeficiente de decrecimiento de las bacterias nitrificantes; $b_n^T=0,04 \cdot 1,029^{T-20}$

E : tiempo de retención celular o edad del fango.

U_{nm}^T : coeficiente de crecimiento de bacterias nitrificantes; $u_{nm}^T=u_{20} \cdot 1,123^{T-20}$

U_{20} : constantes cuyos valores oscilan entre 0,4 en condiciones desfavorables y 0,5 en condiciones normales. En este caso se ha usado 0,5.

S : factor de seguridad. Su valor oscila entre 1 y 1,5, habiéndose empleado en este caso el valor de 1,5.

El volumen de zona anaerobia se añade al volumen del reactor calculado anteriormente. Se calcula como 1,5 veces el caudal medio de entrada a la planta o el 5% del volumen del reactor calculado, eligiendo el mayor de los dos.

Tabla 22. Volumen (m³) de las distintas zonas del reactor biológico

	TEMPORADA ALTA	TEMPORADA BAJA
Zona anóxica	1124	562
Zona aerobia	2432	1216
Zona facultativa	486	243
Zona anaerobia	376	188
Volumen total	3932	1966

Se adopta una altura de 6 metros en el reactor biológico, y a partir de ello se calculan las dimensiones de cada una de las balsas. Como se ha comentado anteriormente, éstas se ajustan para que coincidan con las dimensiones establecidas en los decantadores primarios, y que se puedan construir las cuatro balsas adosadas, según el siguiente esquema:

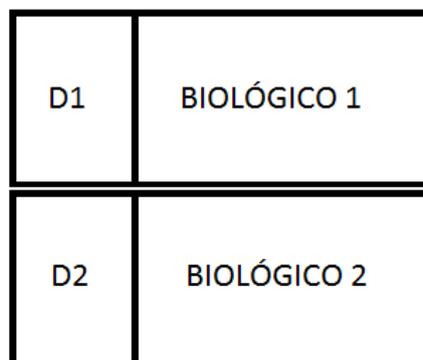


Figura 28. Esquema constructivo

Se construyen dos balsas idénticas, con las medidas que se resumen en la siguiente tabla y se muestran en la figura que se muestra a continuación:

Tabla 23. Medidas del reactor biológico.

DIMENSIONES	ZONA ANAEROBIA	ZONA ANÓXICA	ZONA AEROBIA	ZONA FACULTATIVA	TOTAL
Altura (m)	6	6	6	6	6
Ancho (m)	16	16	16	16	16
Largo (m)	2	6	10,5	2,5	21

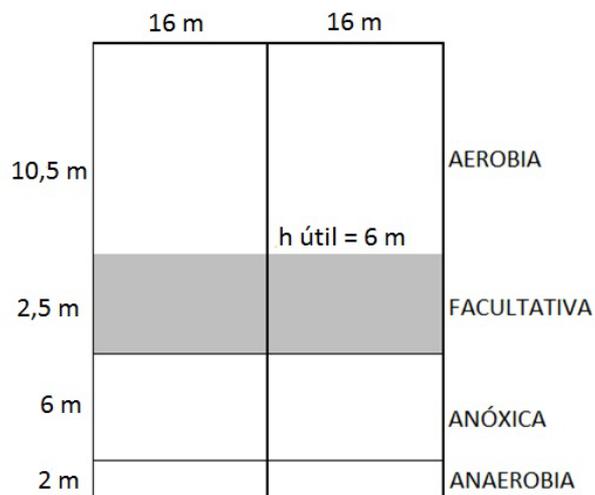


Figura 29. Esquema de las balsas biológicas.

Teniendo en cuenta las dimensiones adoptadas, el volumen final de las distintas zonas para cada una de las balsas es el siguiente:

Tabla 24. Volumen final (m³) de las distintas zonas del reactor biológico

	DOS BALSAS	UNA BALSA
Zona anóxica	1152	576
Zona aerobia	2496	1248
Zona facultativa	486	243
Zona anaerobia	384	192
Volumen total	4032	2016

Para que se produzca el proceso de degradación aerobia de la materia orgánica, es necesario aportar unas cantidades determinadas de oxígeno que se utilizarán en los procesos de síntesis

del nuevo material celular, de respiración endógena de la biomasa presente en la balsa de oxigenación y en el proceso de oxidación del nitrógeno amoniacal en los procesos de nitrificación.

Esas necesidades de oxígeno se obtienen a partir del siguiente proceso de cálculo. A partir de la primera ecuación se calcula la concentración de oxígeno necesario para la eliminación de la materia biodegradable, con la segunda se determina el oxígeno que las bacterias necesitan para la respiración endógena y con una tercera ecuación que se presenta más abajo en el texto, se calcula el oxígeno necesario para realizar la nitrificación.

$$\text{Necesidades de O}_2 \text{ de síntesis} = (\text{DBO}_{\text{IN}} - \text{DBO}_{\text{OUT}}) \cdot Q_{\text{medio}} \cdot a$$

$$\text{Necesidades de O}_2 \text{ para la respiración endógena} = \text{MLSS} (\text{kg/m}^3) \cdot \% \text{MLSS} \cdot V(\text{m}^3) \cdot b$$

Donde:

DBO_{IN}: la concentración (ppm) de la DBO a la entrada de la balsa.

DBO_{OUT}: la concentración (ppm) de la DBO a la salida de la balsa.

Q_{medio} : caudal medio (m³/h).

MLSS: concentración de sólidos en suspensión en la mezcla (Kg/m³).

% MLSS: porcentaje de sólidos en suspensión volátiles en la mezcla (80%).

V: volumen del reactor (m³)

a y *b* son constantes que dependen de la carga másica y se determinan a partir de la siguiente tabla:

CARGA MASICA	a	b
1	0,500	0,136
0,7	0,500	0,131
0,5	0,500	0,123
0,4	0,530	0,117
0,3	0,555	0,108
0,2	0,590	0,092
0,1	0,652	0,066
0,05	0,660	0,041

Figura 30. Valores de los coeficientes de síntesis y respiración endógena.

A continuación se calcula el oxígeno necesario para llevar a cabo el proceso de nitrificación, así como la concentración de oxígeno que se recupera en el proceso de desnitrificación de los nitratos que se consumen en la zona anóxica.

$$\text{Necesidades de O}_2 \text{ para nitrificar} = N \text{ nitrificable} \cdot Q_{\text{medio}} \cdot C$$

$$\text{O}_2 \text{ que se desnitrifica} = (N \text{ nitrificable} - N_{\text{out}}) \cdot Q_{\text{medio}} \cdot \% \text{ desnitrificación} \cdot d$$

Donde:

N nitrificable/N desnitrificable: concentración de nitrógeno a la entrada del reactor (ppm)

N out: concentración de nitrógeno a la salida del reactor (ppm)

% desnitrificación: porcentaje del nitrógeno que se desnitrifica.

c : 4,33 kgO₂/kg N-NH₄/día

d: 2,80 kgO₂/kg N-NO₃/día

El resultado de cada una de las ecuaciones anteriormente descritas, se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 25. Necesidades teóricas de oxígeno (kg/día) para cada proceso.

	O ₂ DE SÍNTESIS	O ₂ RESPIRACIÓN ENDÓGENA	O ₂ PARA NITRIFICAR	O ₂ QUE SE DESNITRIFICA	TOTAL NECESIDADES TEÓRICAS
TEMPORADA ALTA	1149	865	1.830	745	3.099
TEMPORADA BAJA	429	346	675	261	1.190

No obstante, no sólo hay que tener en cuenta el caudal medio en la planta, sino también las puntas de caudal, de DBO₅ y NTK de entrada al reactor, que provocan necesidades punta de oxígeno que hay que satisfacer. Para ello se calcula el factor punta de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

- Punta de contaminación → e₁=1,5
- Punta de caudal → e₂= Q max/Qmedio . Adquiere el valor de 1,8 en temporada alta y 1,95 en temporada baja.
- Factor de simultaneidad → e₃ = 0,7
- Factor punta eTotal (e_T>e1) → e_t= e₁·e₂· e₃

Este factor corrector punta del oxígeno afecta a los términos de oxígeno necesario para realizar la síntesis así como a las necesidades de oxígeno para nitrificar, de manera que las necesidades teóricas punta serían de:

Tabla 26. Necesidades teóricas punta de oxígeno.

NECESIDADES TEÓRICAS PUNTA DE OXÍGENO (KG/DÍA)	TEMPORADA ALTA	TEMPORADA BAJA
	5750	2352

Los datos anteriores son teóricos, ya que se han calculado con unas bases de diseño que no son las reales, por lo que se aplica un coeficiente corrector para calcular las necesidades reales máximas de oxígeno. Este coeficiente corrector depende del sistema de aireación

instalado, de la cota a la que se encuentra la planta, de la altura de la lámina de agua en el reactor, temperatura, tasa de saturación de oxígeno, etc.

$$\text{Factor} = \alpha \cdot \frac{B \cdot C_s \cdot C_{\text{altura}} - C_L}{C_s^{10}} \cdot C_h \cdot 1,024^{t-10}$$

Siendo:

α : depende del sistema de agitación y por agua residual $\rightarrow 0,65$ por emplearse difusores de burbuja.

B : factor corrector por agua residual $\rightarrow 0,9$

C_{altura} : lámina de agua, $(10,33+h/2)/10,33$

C_L : oxígeno disuelto $\rightarrow 2$ ppm

C_s^{10} : concentración de saturación de oxígeno a 10°C

C_h : altitud, $(760-\text{altitud (m)})/760$

t : temperatura del proceso (t agua en temporada alta)

c_s : concentración de saturación de oxígeno a la temperatura de proceso

Tabla 27. Valores de C_s según la temperatura.

T°	10	11	12	13	14	15	20	25	30
C_s	11,33	11,08	10,83	10,63	10,37	10,15	9,17	8,38	7,63

Además, es necesario tener en cuenta la transferencia de oxígeno al agua que depende de la profundidad de la balsa, tal y como se observa en la siguiente gráfica. En este caso, dado que la profundidad de la balsa es de 6 metros, se establece una transferencia de oxígeno del 40 %.

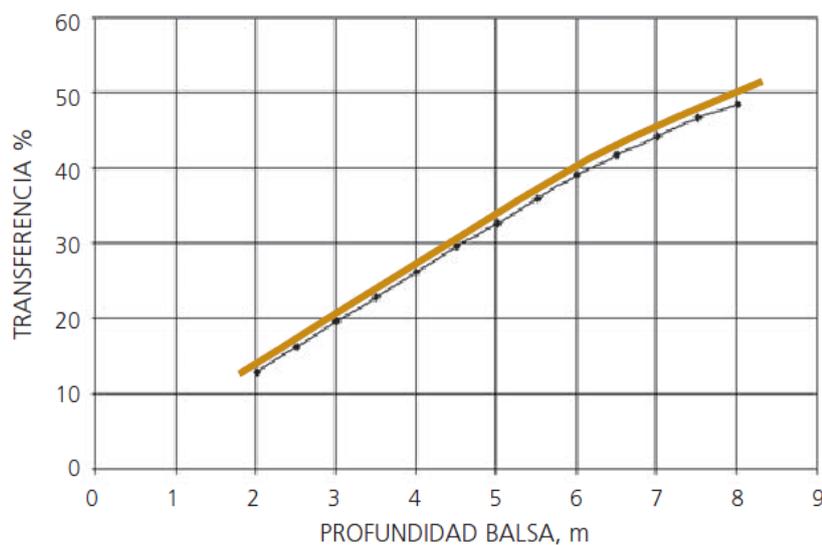


Figura 31. Variación de la transferencia de oxígeno frente a la profundidad del reactor.

Por último, teniendo en cuenta que el porcentaje en peso del oxígeno en el aire es del 23% y la densidad del aire de 1,24 kg/m³, se calcula la cantidad de aire total real que se ha de inyectar con los difusores.

Tabla 28. Caudal de aire

	TEMPORADA ALTA	TEMPORADA BAJA
Aire (m³/h)	3.689	1.506

En el reactor biológico se emplean difusores de membrana de burbuja fina que aportan un caudal de aire de entre 4 y 8 m³/h. Se ajustará el caudal de aire aportado por cada difusor en función de la época del año. Por otro lado, el reactor biológico es de tipo flujo pistón, es decir, que el agua residual entra en la balsa por uno de sus extremos y sale por el extremo opuesto, recorriendo tres canales en los que la concentración de DBO y el oxígeno necesario, va disminuyendo a medida que el agua recorre los canales. El número de difusores se distribuyen de forma que el 42% está en el primer canal, el 34% en el segundo y el 24% en el tercer canal. Con este sistema se optimiza el consumo energético.

En total se necesitan 476 difusores entre las dos balsas, quedando finalmente distribuidos en los tres canales como se resume en la siguiente tabla:

Tabla 29. Distribución de los difusores en los canales.

	CANAL 1	CANAL 2	CANAL 3
Ancho canal (m)	5,33	5,33	5,33
Largo canal (m)	13	13	13
Número de difusores	105	78	55
Número de filas	7	6	5
Número de columnas	15	13	11
Espacio entre filas de difusores (m)	0,76	0,89	1,07
Espacio entre columnas de difusores (m)	0,87	1	1,18

Por último, como ya se ha mencionado, existe una recirculación interna de la zona aerobia a la zona anóxica para la desnitrificación de los nitratos así como una recirculación externa de los fangos del flotador a la entrada del reactor para mantener la concentración de biomasa constante,

Tabla 30. Recirculación de fangos

RECIRCULACIÓN DE FANGOS	TEMPORADA ALTA	TEMPORADA BAJA
Interna (m ³ /h)	889	311
Externa (m ³ /h)	36	12

5.1.4 Flotación

El agua residual una vez sometida al tratamiento biológico pasa al flotador, en el que se produce la separación de los fangos del agua clarificada que se envía a la línea de regeneración. Aunque este equipo tiene unos costes de implantación y explotación más elevados que los decantadores convencionales, se ha escogido este sistema por su gran ventaja desde el punto de vista operacional, pues se adapta sin problemas a grandes variaciones de caudales sin comprometer su funcionamiento.

Parte de los fangos se recirculan a la entrada del reactor biológico con el objetivo de mantener una concentración constante de MLSS mientras que el resto se envía a la línea de fangos en la que se estabilizan y se reduce su volumen para facilitar su evacuación de la planta.

Para el diseño de la flotación por disolución de aire en la recirculación es fundamental determinar el caudal de agua a tratar. Este caudal está compuesto por el caudal procedente del reactor biológico y el caudal de agua recirculado que se satura en aire, el cual depende de la cantidad de sólidos a eliminar en el flotador.

$$Q \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) = Q_D \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) + Q_R \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right)$$

Donde:

Q: caudal de alimentación al flotador

Q_D : caudal de salida del reactor biológico

Q_R : caudal de recirculación

El caudal de recirculación está determinado por las necesidades de aire para llevar a cabo la flotación, y la solubilidad del mismo a la presión y temperatura de trabajo:

$$Q_R \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) = \frac{A \left(\frac{\text{kg}}{\text{h}} \right)}{X_S^P \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)}$$

Donde:

Q_R : caudal de recirculación

A: kilos de aire por hora precisos para realizar la flotación

X_S^P : solubilidad del aire en agua a la presión y temperatura de trabajo

La variación de la solubilidad con la presión sigue la Ley de Raoult:

$$X_S^P = P \cdot X_S^1$$

Donde:

P: presión absoluta en atmósferas

X^1_s : solubilidad del aire en agua a una atmósfera (Kg/m^3)

X^P_s : solubilidad del aire en agua a la presión de trabajo (Kg/m^3)

La solubilidad del aire a una atmósfera se determina a partir de la siguiente tabla, en la que se representa la variación de la misma con la temperatura:

Tabla 31. Variación de la solubilidad del aire en agua con la temperatura

TEMPERATURA (°C)	SOLUBILIDAD AIRE/AGUA (ppm)
0	29,2
10	22,8
20	18,7
30	15,7

Debe tenerse en cuenta que el valor determinado para la solubilidad aire-agua en la tabla anterior corresponde a agua pura. Debido a la presencia de contaminantes se puede asimilar que la solubilidad real oscilará entre un 60 y un 80% del valor teórico, estableciéndose en este proyecto un valor del 65%.

El cálculo de las necesidades de aire se realiza a partir de la siguiente ecuación:

$$A(\text{kg/h}) = p(\text{Kg/kg}) \cdot k (\text{kg/h})$$

Donde:

A: kilos de aire por hora precisos para flotación

p: necesidades de aire por kilo de contaminante a eliminar (0,02-0,09 Kg/Kg)

k: kilogramos de contaminantes a eliminar

A continuación se resumen los resultados de los cálculos explicados anteriormente:

Caudal entrada (m^3/h)	1244	Presión (atm)	5
Q_D (m^3/h)	286	Temperatura (°C)	25
Q_R (m^3/h)	958	Contaminantes (kg/h)	1071
Aire (kg/h)	54	kg aire/kg contaminante	0,05

Una vez determinado el caudal, se realiza el dimensionamiento del flotador a partir de las siguientes ecuaciones, considerando un tiempo de retención de 40 min y una carga de sólidos de 5 kg/m²·h.

$$S \text{ (m}^2\text{)} = \frac{Q \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right)}{Cs \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{h}} \right)}$$

Siendo:

S: superficie

Q: caudal a tratar

Cs: carga de sólidos

$$\text{Vol (m}^3\text{)} = \left\{ Q_D \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) + Q_R \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) \right\} \cdot \text{tr(h)} = Q \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) \cdot \text{tr(h)}$$

Siendo:

Q: caudal a tratar

tr: tiempo de retención

Vol: volumen

Las dimensiones del flotador se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 32. Dimensiones del flotador

DIMENSIONES FLOTADOR	
Volumen (m ³)	829
Superficie (m ²)	314
Diámetro(m)	20
Altura (m)	2,7

El sistema de flotación por aire disuelto consta de un calderín en el que se mezcla la corriente de aire y agua, presurizándose a 5 atm. El volumen del calderín se calcula para el caudal de recirculación correspondiente a la temporada alta con un tiempo de retención de 3 minutos, obteniéndose un valor de 48 m³.

5.2 Línea de fangos

5.2.1 Espesado de fangos

Para disminuir el contenido en agua de los fangos, tanto los fangos procedentes de los decantadores como los extraídos en el flotador, serán sometidos a un proceso de espesado en un espesador dinámico tipo Huber o similar.

Para definir las dimensiones del espesador, es necesario conocer la suma de los fangos de entrada, primarios y biológicos, al sistema, que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 33. Fangos de entrada al espesador

Origen del fango	Concentración	TEMPORADA ALTA		TEMPORADA BAJA	
		Purga de fangos (kg/h)	Caudal (m ³ /h)	Purga de fangos (kg/h)	Caudal (m ³ /h)
Fangos primarios	1,5%	100	6,7	38	2,5
Fangos biológicos	3%	60	2,0	22	0,7
Fangos totales		160	8,7	60	3,3

Los fangos primarios, con una concentración del 1,5% en sólidos, han sido calculados a partir del porcentaje de eliminación de sólidos en suspensión del decantador primario, en el que se ha considerado una eliminación de las dos terceras partes de los sólidos en suspensión de entrada a la planta.

Los fangos a purgar del sistema biológico y que serán extraídos del flotador, han sido determinados a partir de la fórmula empírica de Huisken, indicada a continuación:

$$AS=1,2 \times Le \times CM^{0,23}$$

Donde:

AS: purga de fangos (kg/h)

Le: DBO eliminada en el proceso (kg/h)

CM: carga másica

Considerando que la densidad del fango a purgar es prácticamente la misma que la del agua, se obtiene el caudal de purga (m³/h) a partir de los sólidos a purgar (AS) y la concentración de los mismos (X_n, en kg/m³):

$$Q_{\text{purga}} = \frac{AS}{1000 \times X_n}$$

Para espesar los fangos anteriores se empleará dos espesadores dinámicos de tipo Huber o similar, con una capacidad de tratamiento de 5 m³/h de caudal de entrada, de tal forma que durante temporada baja, solo sea necesario emplear uno de los espesadores. El modelo que se ha escogido para este proyecto ha sido el Rotamat RoS 2.

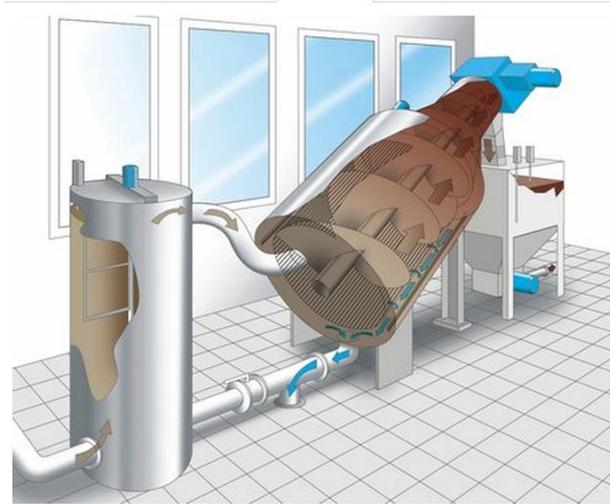


Figura 32. Espesador dinámico Rotamat RoS 2

Para alcanzar la concentración del 6% de espesado del fango a la entrada del espesador se dosificará polielectrolito (dosificando 1 kg por tonelada de materia seca). Para ello será necesario la instalación de una única unidad de preparación de reactivo, que dosificará el polielectrolito a la entrada de cada uno de los espesador.

En temporada alta, en caso de que uno de los equipos se averíe se trabajará únicamente con el otro, y el caudal que no pueda ser tratado se enviará directamente al digestor.

Considerando que con el espesador se obtiene una concentración de fangos a la salida del 6%, los fangos de salida son los siguientes:

Tabla 34. Fangos a la salida del espesador

	TEMPORADA ALTA	TEMPORADA BAJA
Q salida (m ³ /h)	2,7	1,0
Purga de fangos (kg/h)	159,8	60,1
Q agua a cabeza de planta (m ³ /h)	6,0	2,3

5.2.2 Estabilización de fangos

Una vez espesados los fangos, éstos se someten a un proceso de estabilización de la materia orgánica a partir de un proceso de digestión anaerobia trabajando con mezcla completa y en alta carga.

Para ello se diseñarán dos digestores anaerobios, con diferentes tiempos de retención unitario: el primero de ellos trabajará como digestor primario, con un tiempo de retención de 20 días y estará provisto de un sistema de agitación y calefacción para calentar el fango a 38°C; al segundo se le dará un tiempo de retención de 10 días y trabajará como digestor secundario. Este será el funcionamiento normal en temporada alta, mientras que en temporada baja los fangos se mantendrán durante más días en los digestores, lo que permitirá trabajar con temperaturas más bajas hasta estabilizar los fangos o bien conseguir mayores rendimientos.

Además de tratar el caudal de fangos procedentes del espesador, en el digestor secundario se introducirán los fangos purgados del decantador lamelar de la línea de regeneración. Estos fangos se caracterizan por tener un alto contenido en agua y es por ello que se introducen en este digestor para su espesado.

El volumen de los digestores vendrá determinado por el tiempo de residencia de cada uno de ellos según la siguiente ecuación:

$$\text{Vol (m}^3\text{)} = Q \left(\frac{\text{m}^3}{\text{días}} \right) \cdot \text{tr(días)}$$

Siendo:

Q: caudal de fango a tratar

tr: tiempo de retención

Las dimensiones de cada digestor se establecen teniendo en cuenta una relación diámetro/altura de 1,5:1 :

$$\text{Vol (m}^3\text{)} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot h = \frac{\pi \cdot (1,5 \cdot h)^2}{4} \cdot h$$

Siendo:

D: diámetro del digestor

h: altura del digestor

Los digestores serán tanques cerrados, de forma cilíndrica y de mayor diámetro que altura, construidos en hormigón. La solera y la cubierta superior tendrán forma troncocónica. Las dimensiones de ambos digestores son las siguientes:

Tabla 35. Dimensiones de los digestores

	DIGESTOR PRIMARIO	DIGESTOR SECUNDARIO
tr (días)	20	10
Volumen unitario (m³)	1280	640
Altura (m)	9	7
Diámetro (m)	13,5	10,7

Se considera una concentración de materia orgánica en el fango de entrada del 65%, ya que parte de ese fango procede del sistema biológico donde se lleva a cabo un proceso de oxidación total, y por tanto el contenido en M.O. del fango es bajo. De este porcentaje, se considera que el 50% de la M.O. será eliminada en el proceso de digestión. La fracción de M.O. que se elimina se transforma a biogás, que se podrá emplear como combustible en calderas para obtener el calor preciso para la calefacción de los digestores.

En temporada alta se ha estimado la eliminación de 1246 kg/día de M.O., mientras que en temporada baja se eliminarán 516 kg M.O. al día. Considerando que cada kg de M.O. eliminada genera 0,9 m³ de gas y que el poder calorífico del biogás es de 5000 kcal/m³, el calor disponible procedente de la generación del biogás será de 5.608.697 Kcal/día en temporada alta 2.320.202 kcal/día en temporada baja. El gas generado se utilizara para calentar el digestor a partir de un sistema de intercambio de calor y la cantidad sobrante se empleará en el circuito de agua sanitaria.

Una vez calculado el calor disponible se procede a calcular las necesidades de calor de los digestores. Se tendrá en cuenta tanto la necesidad de calentamiento del agua como las pérdidas de calor de los digestores al estar en contacto con el exterior.

Por un lado existirá la necesidad de calentar el fango de entrada al primer digestor hasta una temperatura de 38°C para que el proceso de estabilización pueda tener lugar. Las necesidades de calor en temporada alta, con un fango de entrada de 20°C, alcanzan 1.150.502 kcal/día. En temporada baja, teniendo en cuenta una temperatura de entrada del fango de 16°C y el menor caudal de tratamiento, la necesidad de calor para calentar el agua es de 408.634 kcal/día.

Por otro lado se calcularán las pérdidas de calor de los digestores debido a la diferencia de temperaturas entre el interior del digestor y el exterior. Se tendrá en cuenta que estos digestores estarán enterrados dos metros por debajo del nivel del suelo para evitar que puedan ser vencidos en caso de corrientes de viento muy elevadas, y otra parte de los digestores estará por encima del nivel del suelo, en contacto con el aire.

La siguiente tabla muestra para los dos digestores y en condiciones de temporada baja y temporada alta, la superficie de las diferentes partes de los digestores en contacto con la

tierra o el aire, su coeficiente de transmisión de calor (CTC) y la temperatura exterior (ya sea del aire o de la tierra). Las pérdidas de calor se han calculado a partir de la siguiente fórmula:

$$\text{Pérdidas de calor} = S \times \text{CTC} \times (T_{\text{interior}} - T_{\text{exterior}})$$

Siendo:

S: superficie (m²)

CTC: Coeficiente de transmisión de calor (Kcal/m²* °C*h)

T_{interior}: temperatura interna del digestor (°C)

A partir de la suma de las pérdidas de calor de las distintas superficies del digestor se obtienen las pérdidas totales de calor en Kcal/día como se muestra en la tabla a continuación:

	SUPERFICIE (m ²)	CTC (Kcal/m ² *°C*h)	T° EXT (°C)	PÉRDIDAS CALOR (Kcal/día)
DIGESTOR PRIMARIO TEMPORADA ALTA				
Cubierta fija-aire	143,3	2,5	26	103.165
Paredes laterales-aire	295,1	1,75	26	148.749
Paredes laterales-tierra	84,6	0,8	20	29.239
Solera-tierra	143,3	0,6	20	37.139
Pared lateral con gas - aire	84,6	2,5	26	60.915
	Pérdida de calor total			379.208
DIGESTOR SECUNDARIO TEMPORADA ALTA				
Cubierta fija-aire	90,6	2,5	26	48.349
Paredes laterales-aire	172,1	1,75	26	86.724
Paredes laterales-tierra	67,2	0,8	20	23.207
Solera-tierra	91	0,6	20	23.480
Pared lateral con gas - aire	67,2	2,5	26	48.349
	Pérdida de calor total			230.109
DIGESTOR PRIMARIO TEMPORADA BAJA				
Cubierta fija-aire	143,3	2,5	12	223.524
Paredes laterales-aire	295,1	1,75	12	322.291
Paredes laterales-tierra	84,6	0,8	14	38.986
Solera-tierra	143,3	0,6	14	49.519
Pared lateral con gas - aire	84,6	2,5	12	131.984
	Pérdida de calor total			766.303

A continuación se muestra un balance del calor producido por el biogás, las pérdidas de calor teniendo en cuenta las posibles pérdidas por rendimiento del sistema, así como las necesidades de calor en las distintas épocas del año:

Tabla 36. Disponibilidad, pérdidas y consumo de calor

	TEMPORADA ALTA	TEMPORADA BAJA
Calor real disponible (Kcal/día)	5.608.697	2.320.202
Pérdidas de calor (Kcal/día)	626.192	766.303
Calentamiento del fango (Kcal/día)	1.150.502	528.821
Necesidad de calor (Kcal/día)	1.682.682	1.128.768

Como se puede observar, tanto en temporada alta como en temporada baja la planta producirá el calor necesario a partir de la generación del biogás procedente de la estabilización de la M.O. que podrá ser empleado para calentar el fango de entrada y cubrir las necesidades de calor necesarias en el digestor, de tal forma que la planta funcione eficientemente durante todo el año sin tener un consumo elevado de energía. Para el calentamiento del fango de entrada se empleará una caldera (del fabricante roca o similar) y un intercambiador de calor.

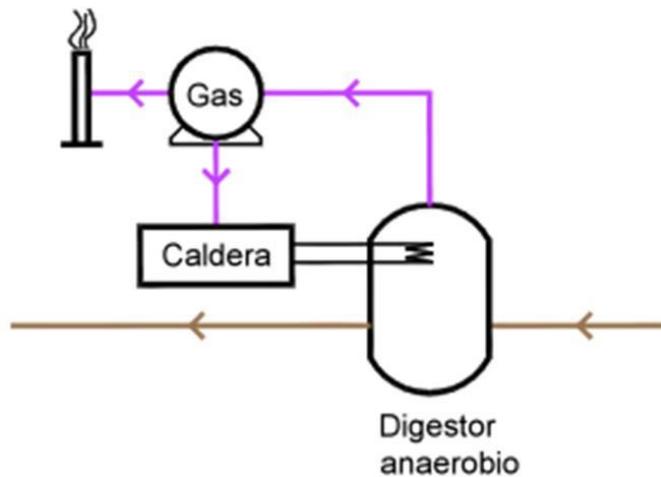


Figura 33. Caldera de intercambio de calor

La producción de biogás no será constante, por ello será necesario almacenarlo en un gasómetro para poder aprovecharlo de forma continua. Éste podrá ser del fabricante Prosec o similar y almacenará el gas a 1,5 atmósferas de presión. Tendrá además la capacidad de almacenar el volumen de gas total producido en temporada alta durante 24 horas. Tanto en los meses de temporada alta como en temporada baja, las necesidades totales de calor son inferiores al calor real disponible, que se podrá emplear para calentar el agua sanitaria de la

planta o el biogás que no sea empleado por la planta podrá ser quemado en una antorcha. Se instalará una antorcha Himmel de baja temperatura (del fabricante Prosec) o similar.



Figura 34. Gasómetro (Prosec) y antorcha

5.2.3 Deshidratación por centrifugación

Los fangos, una vez estabilizados se someten a un tratamiento de deshidratación con centrífugas. Para el diseño de las centrífugas se tendrá en cuenta el caudal de entrada de fango procedente del digestor secundario donde han sido espesados a una concentración del 6%. Con el empleo de las centrífugas y la dosificación a la entrada de 4 kg de polielectrolito por tonelada de materia seca, se obtendrá una concentración del fango de salida del 25%.

Tabla 37. Fangos de entrada y salida en el proceso de deshidratación

	TEMPORADA BAJA	TEMPORADA ALTA
Caudal fango entrada (m³/día)	15	43
Caudal fango a tratar cada día de trabajo (m³/día)	54	60
Caudal unitario a tratar por centrifuga (m³/día)	27	30
Caudal fango salida (m³/día) al 25%	13	14

Se van a instalar dos centrífugas, con una capacidad de tratamiento de 5m³/hora cada una. Como el caudal de entrada diario es muy pequeño en comparación con la capacidad de tratamiento de las centrífugas, éstas no estarán en funcionamiento 24 horas todos los días, sino que sus tiempos de funcionamiento se adaptarán a la producción de fangos en función de la época del año. Para dar respuesta a la necesidad de centrifugado de la planta, en temporada alta se trabajará con las 2 centrífugas 6 horas al día y 5 días a la semana, mientras que en temporada baja se trabajará con las 2 centrífugas 6 horas al día, 2 días a la semana. En caso de avería de una de las centrífugas, se aumentarán los tiempos de funcionamiento de una única centrífuga para poder deshidratar todos los fangos.

Las centrífugas podrán ser del fabricante Alfalaval o similar, de tipo "decanter". Trabajarán a 3000 rpm y dispondrán de un variador de frecuencia para poder ajustar la centrifuga y trabajar al máximo rendimiento.



Figura 35. Centrifuga Aldec G2 (Alfalaval)

Los fangos de salida de las centrifugas serán almacenados en una tolva para ser evacuados posteriormente. Ésta tendrá un volumen de 30m³ con el fin de poder almacenar los fangos producidos durante dos días. De esta manera los fangos serán evacuados una vez a la semana en temporada baja, y tres en temporada alta, y enviados a su destino final, el vertedero de residuos sólidos urbanos.

La tolva de almacenamiento de fangos podrá ser del fabricante Estruagua o similar, siendo válido el modelo Taf-030 que se muestra en la siguiente figura con su ficha técnica.



Figura 36. Tolva de almacenamiento de fangos

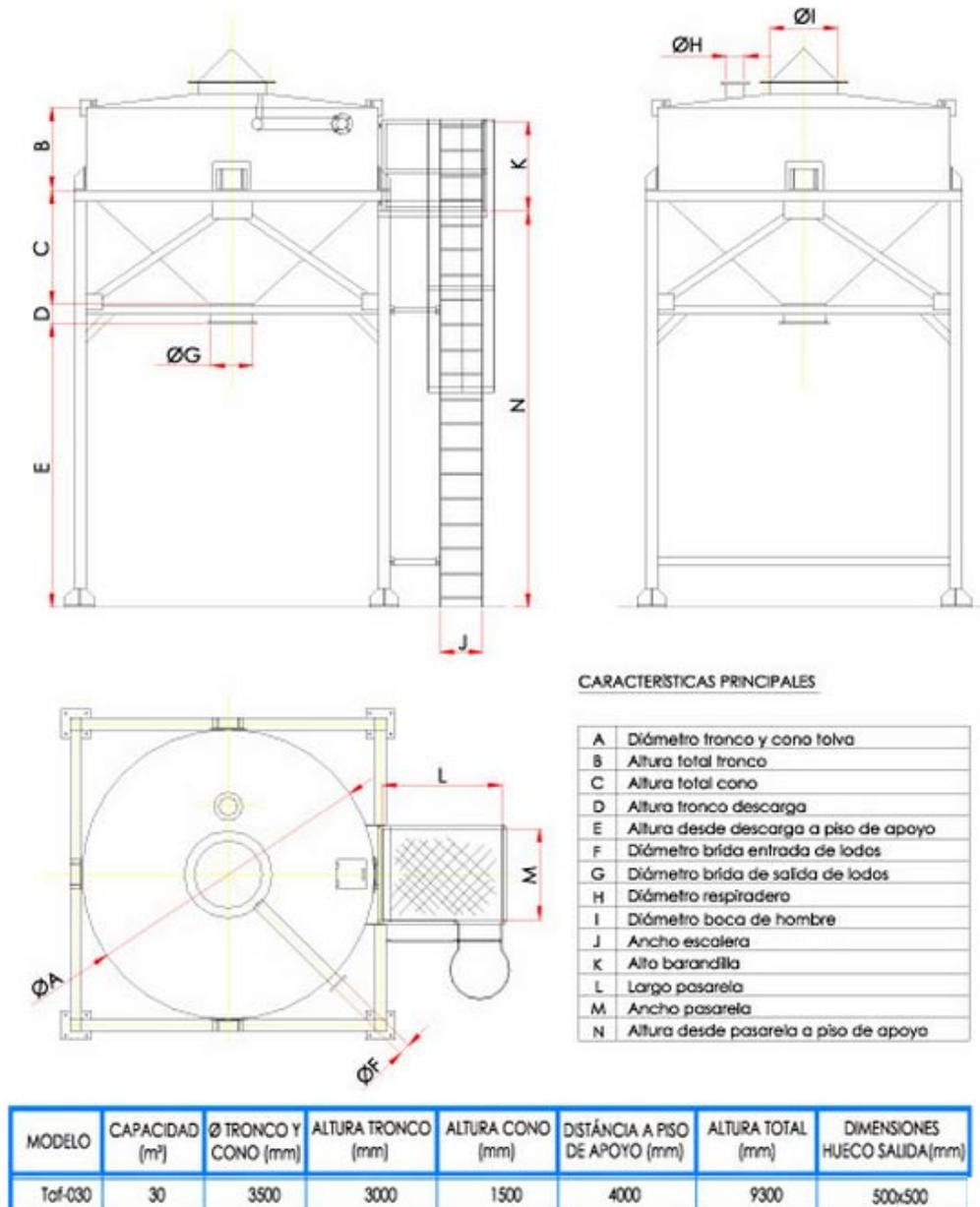


Figura 37. Datos técnicos tolva de almacenamiento serie TAF (Estruagua)

5.3. Línea de regeneración

El agua depurada que sale del flotador no se vertirá directamente al mar sino que será sometida a un tratamiento de regeneración para su reutilización posterior en riego de un campo de golf u otros usos.

Como se ha mencionado previamente en la descripción de los tratamientos, para obtener la calidad de tipo B será necesario someter al agua a un tratamiento físico-químico con

decantación, filtración, desinfección UV más una desinfección de mantenimiento con hipoclorito sódico.

5.3.1. Tratamiento físico-químico con decantación

Para el diseño del tratamiento físico-químico será necesario conocer la concentración de contaminantes en el agua así como los caudales de entrada en las diferentes temporadas del año.

Tabla 38. Concentraciones y caudales de entrada

	TEMPORADA ALTA	TEMPORADA BAJA
SS (ppm)	35	35
DBO (ppm)	25	25
NTK (ppm)	15	15
P (ppm)	2	2
Q medio (m ³ /h)	250	110
Q máximo (m ³ /h)	450	215

El diseño de los equipos se realizará en base al caudal máximo y medio de la temporada alta. Aunque el caudal de entrada durante la temporada baja será inferior, se diseñará una unidad única para cada tratamiento, ya que estos equipos trabajan adecuadamente a caudales inferiores a los de su dimensionamiento.

5.3.1.1. Coagulación

La cámara de mezcla, que es donde se da la coagulación, precisa de una corta agitación vigorosa, debido a que la reacción de tipo químico se produce prácticamente instantánea.

Para el dimensionamiento de la cámara de mezcla el principal parámetro de diseño ha sido el tiempo de retención, a partir del cual se obtendrá el volumen del tanque. Estableciendo unos tiempos de retención (tr) de 1 y 2 minutos a caudal máximo y medio respectivamente, aplicando la siguiente ecuación se obtiene el volumen (V) del tanque.

$$V = tr \cdot Q$$

De los dos volúmenes calculados se tomará el volumen mayor para definir las dimensiones finales del tanque, al que se le aplicará además un factor de seguridad del 20%. La cámara de mezcla tendrá una forma cúbica, con los tres lados iguales. Se incluirá adicionalmente un 0,4 m de nivel libre para evitar salpicaduras obteniendo una cámara con las siguientes dimensiones:

Tabla 39. Dimensiones de la cámara de mezcla

DIMENSIONES	
Volumen (m ³)	10
Lado (m)	2,2
Altura (m)	2,6

Para poder llevar a cabo la coagulación, se adicionará sulfato de alúmina como reactivo coagulante. Será necesaria además una agitación vigorosa para favorecer la mezcla.

Se dosificarán 30ppm de sulfato de alúmina desde una bomba dosificadora de reactivos, conectada a un tanque de preparación y dosificación de reactivos. La bomba dosificadora de reactivo tendrá además la capacidad de adicionar un caudal más elevado de sulfato de alúmina para que reaccione con el fósforo presente en el agua, en caso de que la eliminación de fósforo en el reactor biológico no obtenga los rendimientos adecuados. De esta forma se obtendrá un agua regenerada libre de fósforo ya que éste será eliminado por decantación en los procesos posteriores. Se instalara un equipo de dosificación de NaOH para neutralizar el agua en el proceso físico-químico.

5.3.1.2. Floculación

La floculación, al contrario que la coagulación, se caracteriza por ser una reacción de tipo físico y precisa por ello una agitación muy suave y lenta. El dimensionamiento de la cámara de floculación se realiza siguiendo los mismos criterios que los empleados en la cámara de coagulación, con la diferencia de los tiempos de retención, que para este tratamiento serán más elevados. Fijando unos tiempos de retención de 10 y 20 minutos a caudal máximo y medio, las dimensiones de la cámara obtenidas son las siguientes:

Tabla 40. Dimensiones Floculador

DIMENSIONES	
Volumen (m ³)	95,8
Lado (m)	4,7
Altura (m)	5

Para favorecer la floculación se adicionará 2ppm de polielectrolito como reactivo floculante a través de una bomba dosificadora de reactivo.

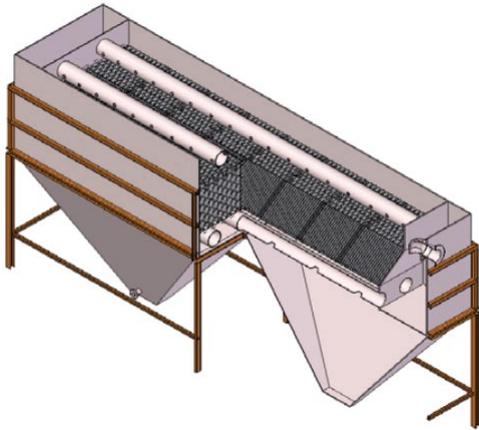
5.3.1.3. Decantación

Después de la coagulación y floculación, es imprescindible pasar por un proceso de decantación para eliminar todos los flóculos generados en el proceso anterior. Para ello se empleará un decantador lamelar, caracterizado por ser un equipo más compacto y con unas necesidades de superficie menores que en los decantadores circulares o rectangulares. Estos equipos consisten en una cuba de tipo rectangular equipada con un conjunto de tubos hexagonales en forma de panel de abeja separados entre 2 y 5 cm, en función del suministrador, y formando un ángulo con la horizontal entre 45° y 60 °. Se hace pasar el agua a través de los paquetes de placas paralelas en régimen laminar y a una velocidad que permita que los sólidos presentes en el agua decanten sobre las placas, deslizándose a continuación sobre la superficie de las mismas hasta alcanzar la zona de retirada de lodos. Para este proyecto se instalarán dos decantadores lamelares DECLA-18 (u otro distribuidor) con capacidad de tratamiento de 210 m³/h cada uno de acuerdo con las especificaciones del fabricante. Aunque el caudal total que ambos decantadores podrán tratar es algo inferior al caudal máximo de la planta en temporada alta, no constituirá un problema ya que los valores de caudal que se muestra en la siguiente tabla de especificaciones fueron calculados con una velocidad de sedimentación de 0,8 m/h, valor bastante pesimista de acuerdo al agua con baja carga de sólidos que se deberá tratar con estos equipos.

MODELO DECANTADOR	TIPO LAMELA			CONCENTRADOR		MEDIDAS		
	40	60	80	FANGO		Ancho	Largo	Alto
	m3/h*			CANT. u.	VOL. m3	mm		
DECLA-1	11,7	8,8	5,8	1	0,3	1200	2100	2800
DECLA-2	23,3	17,5	11,7	1	0,6	1200	3100	2800
DECLA-3	35,0	26,3	17,5	1	1,32	1200	4100	3200
DECLA-4	46,7	35,0	23,3	1	2,8	2200	3100	3000
DECLA-6	70,0	52,5	35,0	1	7,14	2200	4100	3700
DECLA-8	93,3	70,0	46,7	2	5,6	2200	5100	3000
DECLA-10	116,7	87,5	58,3	2	9,8	2200	6100	3400
DECLA-12	140,0	105,0	70,0	2	14,28	2200	7100	3700
DECLA-14	163,3	122,5	81,7	2	19,6	2200	8100	4000
DECLA-16	186,7	140,0	93,3	2	25,76	2200	9100	4300
DECLA-18	210,0	157,5	105,0	3	21,42	2200	10100	3700

* Caudales calculados con una velocidad de sedimentación de 0,8 m/h, dependiendo de la calidad del agua a tratar.

Figura 38. Datos técnicos del decantador lamelar de la casa Ultrapure-Tech



CARACTERISTICAS

- ♦ Tanque en PP con estructura en acero protegido.
- ♦ Lamelas en PP con inclinación de 60°

	TIPO LAMELA		
	40 mm	60 mm	80 mm
distancia lamelar	40 mm	60 mm	80 mm
geometría	Hexagonal		
area específica	16 m ² /m ³	12 m ² /m ³	8 m ² /m ³
diametro hidráulico	0,051 m	0,062 m	0,085 m

- ♦ Concentrador de fangos de alta capacidad.

5.3.2. Filtración

En una filtración sobre lecho filtrante el agua se hace pasar por el lecho quedando retenidas partículas en él y obteniendo un agua con un contenido inferior en sólidos en suspensión. Con el fin de reducir el volumen de los equipos y aumentar su eficiencia, se empleará un sistema de filtración a presión con lechos de arena de 1,5 metros, colocados en posición horizontal para obtener mayor superficie de filtración.

Para el cálculo de la superficie filtrante, se ha empleado la expresión:

$$\text{Superficie (m}^2\text{)} = \frac{\text{Caudal (} \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \text{)}}{\text{Velocidad (} \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2\text{h}} \text{)}}$$

Con los siguientes parámetros de diseño:

Tabla 41. Parámetros de diseño del filtro de arenas.

PARÁMETROS DE DISEÑO	
V _{media} (m ³ /m ² h)	8
V _{máxima} (m ³ /m ² h)	12
Q _{medio} (m ³ /h)	250
Q _{máximo} (m ³ /h)	450

Calculando la superficie a partir del caudal máximo y el caudal medio, con las velocidades media y máxima respectivamente, se obtienen dos valores de sección diferentes de los cuales se escogerá el mayor (38 m²) para el dimensionamiento de los filtros. Fijando una sección de filtro horizontal a presión unitaria de 7 metros de largo por 3 de ancho, para obtener la superficie filtrante necesaria se instalarán dos filtros a presión, consiguiendo de esta manera

una superficie filtrante de 42m^2 . Generalmente se instala una unidad de filtración de reserva para no comprometer la eficiencia de la filtración mientras uno de los filtros está siendo lavado, pero en este caso, se ha tomado la decisión de no instalar dicha unidad ya que sólo durante 3 meses al año la planta recibirá el caudal máximo. De esta forma, durante los meses de temporada alta el sistema trabajará algo forzado y el lavado de los filtros se tendrá que realizar durante las horas con caudal mínimo de entrada a la planta, mientras que en temporada baja, se trabajará con un solo filtro, encontrándose el otro en limpieza o reserva.



Figura 39. Filtro de arena a presión

A medida que el agua con sólidos en suspensión va a atravesando el filtro, las arenas del lecho irán reteniendo las partículas y éste irá colmatándose lentamente. Como consecuencia de esto, se produce una disminución del caudal filtrado y una pérdida de carga máxima permisible, que indicarán la necesidad de lavado del filtro. Entonces se interrumpe la entrada de agua para comenzar el proceso de lavado del filtro a contracorriente para retirar las partículas retenidas, que constará de las siguientes fases:

1. Esponjamiento del lecho con aire a baja presión: se introduce aire a $50\text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$ durante 2-3 minutos
2. Lavado con aire y agua: $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$ durante 5-10 minutos, ambos con el mismo caudal.
3. Aclarado de agua: $20\text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$ durante 10-15 minutos.

Para el lavado con aire, se utilizarán los equipos soplantes descritos anteriormente, que tendrán la capacidad suficiente para aportar las necesidades de aire requeridas para el sistema biológico, el desarenador y el lavado de los filtros. Adicionalmente se instalarán dos bombas de agua para introducir los caudales necesarios para el lavado.

5.3.3. Desinfección

Se instalará una lámpara de luz ultravioleta por la que atravesará el agua a la salida de los filtros para su desinfección. Este proceso en línea elimina toda forma de vida en el agua por su gran eficacia virucida y germicida, capaz de eliminar bacterias, virus, hongos y esporas.

Los parámetros de funcionamiento para lámparas, estarán en torno a una longitud de onda entre 250 y 260 mm. El tiempo de exposición será de al menos 15 segundos con una intensidad efectiva de 50 w/m².



Figura 40. Equipo de rayos ultravioleta (Aquatecnia)

5.3.4. Desinfección de mantenimiento

A pesar de la desinfección previa con UV a la que es sometida el agua, este tipo de desinfección se caracteriza por no ser residual, es decir, no se mantiene a largo plazo. Por ello se instalará un equipo adicional de desinfección con hipoclorito que dosificará de forma continuada una cantidad tal que deje un cloro residual de 2ppm.

La cloración se realizará a la salida del canal de desinfección UV, con la instalación de una tubería con un serpentín que favorezca la turbulencia del agua al pasar por ella a través de un recorrido sinusoidal. El objetivo de la instalación de este serpentín es la generación de turbulencias para favorecer la mezcla del hipoclorito sódico con el agua.

6. INSTALACIÓN DE MBR

6. INSTALACIÓN DE MBR

El proyecto realizado hasta este punto trata sobre el diseño de una ERAR de tipo convencional en la que se obtiene agua para distintos usos mediante una línea de regeneración completa. Sin embargo, existe una alternativa, cuyo planteamiento es el objetivo principal de este apartado.

Se plantea sustituir el tratamiento biológico convencional por un proceso BRM consistente en un proceso de fangos activos en el que se realiza la separación de los sólidos mediante la filtración por membranas, las cuales se sitúan entre los rangos de la micro y la ultrafiltración, con un tamaño medio de poro entre 0,4 y 0,05 μm respectivamente, aunque pueden variar según el fabricante.

En el caso concreto de la planta objeto de este proyecto, tal y como se ha comentado a lo largo del desarrollo del mismo, el principal uso al que se quiere destinar el agua es el riego de campos de golf, que equivale a una calidad de agua 4.1 que se conseguiría mediante la instalación de membranas de microfiltración con un paso de 0,4 μm .

Como consecuencia de la implantación del reactor con biomembranas o membranas de microfiltración:

- Se produciría una disminución del volumen del reactor biológico como consecuencia de las elevadas concentraciones de MLSS con las que se puede trabajar. El diseño se ha realizado para una concentración de entre 10.000 y 10.500 ppm pudiéndose alcanzar hasta 14.000 ppm según fabricantes, lo que conlleva disponer de una reserva de cara al futuro.
- Se elimina el proceso de flotación, de manera los fangos se extraen del reactor biológico y se envían directamente al espesador mecánico.
- El efluente obtenido en las membranas de microfiltración posee una elevada calidad, lo cual permite la eliminación de parte de los procesos de la línea de regeneración, sometiendo al agua únicamente a una desinfección por UV y de mantenimiento con NaClO.
- Reducción del terreno necesario para construir la ERAR.

Existen varios fabricantes que ofertan membranas de distinta calidad a distintos precios; por ejemplo, Kubota fabrica membranas de microfiltración de calidad adecuada a precio razonable, mientras que las membranas de ZENON de ultrafiltración son de elevada calidad, con precios más elevados. En este proyecto se emplearan membranas Kubota ya que permiten alcanzar las especificaciones establecidas en cuanto al agua regenerada.

La membrana modelo A Kubota tiene un tamaño de poro efectivo de 0,4 μm y es capaz de retener bacterias, partículas coloidales y sólidas, por lo que, como se ha comentado anteriormente, sustituyen a los procesos de coagulación, floculación, decantación lamelar y filtración a presión, teniendo únicamente que someter al agua a una desinfección con UV y con hipoclorito sódico, simplemente como medida de prevención frente al paso de patógenos a través de la membrana y para mantener una desinfección residual en el agua.

Tabla 42. Características del sistema de membranas

Superficie de membrana (m^2/unidad)	1,45
Membranas/ Bastidor	400
Número total de membranas por balsa	4800

La limpieza de las membranas se realiza mediante lavados químicos con NaClO al 0,6%, necesiéndose aproximadamente una cantidad de 500 litros por módulo; a pesar de lo cual, el fabricante estima una vida útil de las mismas de aproximadamente 7 años. Debido a las necesidades de aire para limpieza, se sustituye el grupo de 3 soplantes de 32,80 m^3/min que proporcionaba el aire al desarenador-desengrasador y reactor biológico, por 3 soplantes de 36,2 m^3/min .

El esquema general de planta empleando membranas de microfiltración es el que se muestra en la siguiente figura:

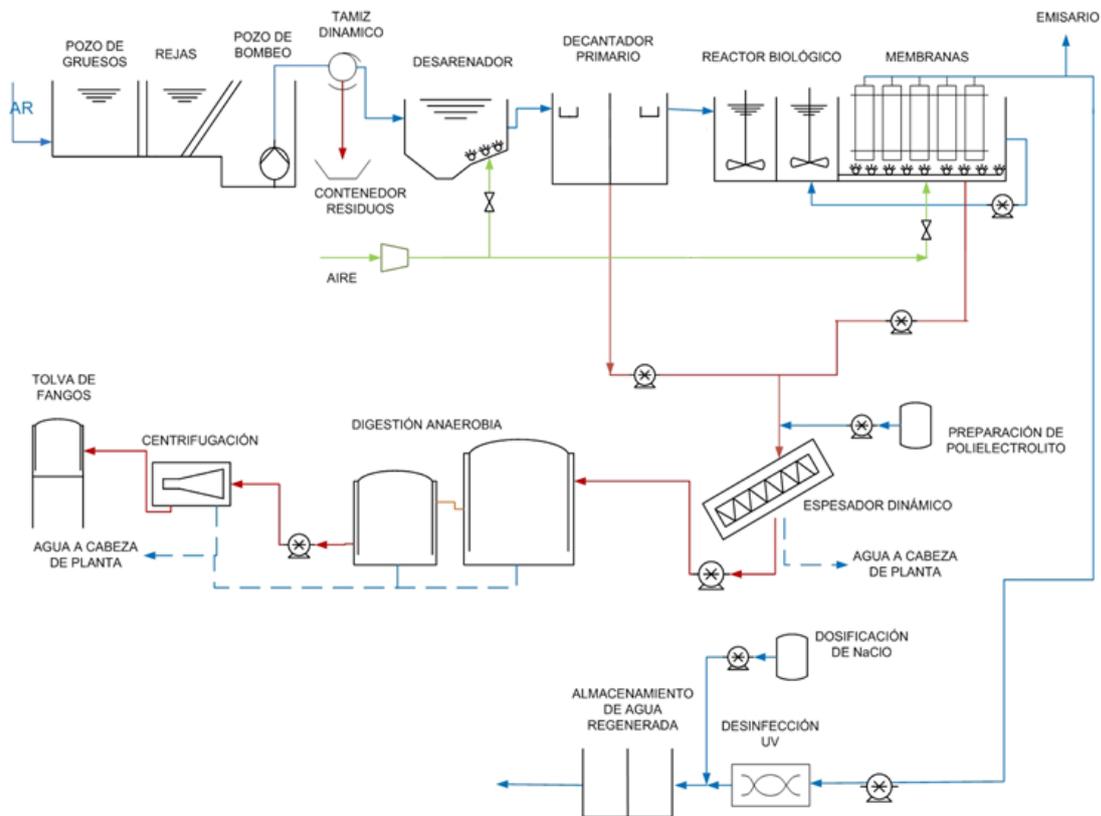


Figura 41. Esquema de la planta empleando membranas de microfiltración

A pesar de todas las ventajas que se ha comentado, la principal ventaja que se esperaría de la implantación de este sistema sería un ahorro económico. En el apartado de costes, se realizara una estimación del coste que supondría la implantación y mantenimiento de un sistema como este y se comparará frente al coste del sistema tradicional de regeneración. Será necesario tener en cuenta costes como la inversión y mantenimiento de las membranas, así como el ahorro que suponen todas las ventajas comentadas anteriormente.

7. COSTES

7. COSTES

Asociados a la construcción y explotación de la planta de tratamiento de aguas residuales con regeneración diseñada en este proyecto, existen una serie de costes que es necesario contemplar para calcular el precio del m³ de agua regenerada que se distribuirá a un campo de golf para el riego del césped.

7.1 COSTES DE INVERSIÓN

El coste de inversión o construcción de la planta de tratamiento con regeneración se estima en 5.200.000 € de acuerdo con datos del canal de Isabel II, de los cuales, alrededor de una 60 % corresponde a la inversión en equipos, electricidad e instrumentación y un 40% a la construcción civil. Teniendo en cuenta que la instalación se diseña para la población equivalente correspondiente a la época de temporada alta, los costes de inversión asociados a la misma son los que se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 43. Costes de inversión

COSTES DE INVERSIÓN	
Inversión inicial total	5.200.000 €
Equipos, electricidad e instrumentación	3.120.000 €
Construcción civil	2.080.000 €

En estos costes no están incluidos los colectores, el emisario, la distribución del agua regenerada, el tanque de tormenta y la traída de energía eléctrica.

7.2 COSTES DE EXPLOTACIÓN

El estudio de costes de explotación se realiza sobre el diseño objeto de este proyecto, considerando que la ERAR va a recibir el caudal y la contaminación prevista en el mismo.

Las actuaciones de Explotación en una ERAR originan unos gastos que por su naturaleza pueden clasificarse en: Costes Fijos que son independientes del caudal tratado en la planta, se producen aún cuando la planta está parada y se producirán de forma continua y constante durante la vida útil de la misma; y Costes Variables que son proporcionales al caudal de tratamiento de la misma.

7.2.1 Costes fijos

7.2.1.1 Personal

Los oficiales y peones de explotación trabajarán a tres turnos de 8 horas cada uno de ellos cubriendo así las 24 horas diarias 5 días a la semana. Para poder cubrir vacaciones, bajas y demás, se toma en cuenta la contratación de 5 oficiales de explotación y 5 peones; de manera que en cada uno de los turnos trabajará un oficial y un peón. Asimismo, habrá un analista de laboratorio, un jefe de planta, un oficial electromecánico y un administrativo.

En temporada alta, dado el incremento de población y por tanto del caudal de agua a tratar, lo que conlleva en la puesta en marcha del segundo decantador y balsa biológicas, así como una mayor generación de fangos, más averías, etc... se contratará a dos peones y un oficial de explotación más.

Tabla 44. Costes de personal

PERSONAL	NÚMERO	SALARIO (€/año)	IMPORTE TOTAL (€/año)
Jefe de Planta	1	35.000	35.000
Oficial electromecánico	1	20.000	20.000
Oficial explotación	5	20.000	100.000
Peón explotación	5	16.000	80.000
Analista	1	14.000	14.000
Administrativo	1	18.000	18.000
	14	Total	267.000

7.2.1.2. Mantenimiento

Se incluyen en este apartado los costes derivados del mantenimiento general asociados a pintura, jardinería y limpieza, así como los costes de mantenimiento de equipos y obra civil.

Tabla 45. Costes asociados al mantenimiento

DESCRIPCIÓN	IMPORTE (€/AÑO)
Equipos	62.400
Obra civil	4.160
Pintura, Limpieza y jardinería	3.000
Total	69.560

7.2.1.3. Seguridad y salud

Las características de los trabajos y productos tratados en la ERAR requieren dotar a la misma de unas medidas de Seguridad y Salud similares a las de la industria. En este apartado

se recogen los costes anuales de Seguridad y Salud, entre los que se incluye la reposición de elementos como protecciones personales (filtros para mascarilla, guantes, gafas de seguridad, protectores auditivos, etc), revisiones anuales de los extintores y sus recargas, modernización de las medidas protectoras, etc. Por estimaciones en instalaciones similares se establece un coste de 1.500 € anuales.

7.2.1.4. Formación

Este coste hace referencia a cursos trimestrales de 10 horas impartidos al personal de la planta con el objetivo de que conozcan las instalaciones y el proceso, así como los avances surgidos en ambos casos. Se estima un coste de 1.000 € anuales.

7.2.1.5. Término de Potencia

Se considera un coste fijo el importe de la contratación mensual de los Kilowatios instalados, considerándose una potencia contratada de 600 Kw. Además habrá que tener en cuenta el alquiler de los contadores.

Tabla 46. Coste de término de potencia

DESCRIPCIÓN	IMPORTE (€/año)
Potencia contratada (Kw)	600
Precio potencia (€/Kw/mes)	2,8
Potencia contratada (€/año)	20.160
Alquiler contadores (€/año)	1.200
Total potencia (€/año)	21.360

7.2.1.6. Varios

Dentro de costes varios se incluyen:

- Costes asociados al laboratorio, como reactivos, material de laboratorio, etc.
- Vestuario del personal de la planta.
- Teléfono y conexión fija a internet.
- Material de oficina.
- Seguros de responsabilidad civil por posible daño a terceros.

Tabla 47. Costes varios

CONCEPTO	IMPORTE (€/año)
Laboratorio	500
Vestuario del personal	1.000
Teléfono y conexión fija a internet	400
Material de oficina	500
Seguros	1.000
Total	3.400

7.2.2. Costes variables

Como se ha comentado anteriormente, los costes variables dependen del caudal de agua tratado en la planta. Dado que los municipios cuya agua trata la planta, sufren variación estacional de población, el caudal de agua residual generado no es constante a lo largo del año. Para realizar los cálculos asociados a los costes variables se obtiene un valor de caudal medio ponderado por el número de meses en el que se estima que se genera cada uno de los caudales de diseño de la planta. Como se observa en la tabla se estima que la planta trata una media de 1.270.200 m³ al año.

Tabla 48. Caudal medio de agua regenerada

ÉPOCA	NÚMERO DE MESES	Q _{medio} (m ³ /día)	Q _{medio} (m ³ /día)	Q _{medio} (m ³ /año)
TEMPORADA ALTA	3	6.000	3.480	1.270.200
TEMPORADA BAJA	9	2.640		

7.2.2.1. Electricidad

El coste en electricidad es la partida más importante dentro de los costes variables, por lo que es importante tratar de minimizarlo. El consumo de los diferentes equipos, no es continuo, sino que funcionan y se paran cada cierto tiempo, algunas veces de forma aleatoria, y otras programadas. En línea con la idea de reducir costes, es necesario aprovechar al máximo la tarifa nocturna de electricidad, aunque esto no siempre es posible, ya que muchos de los equipos que consumen más energía tienen su funcionamiento directamente ligado al caudal de entrada de la planta en cada momento o de su composición. Sin embargo, en el caso de las centrífugas y sobre todo en el caso concreto de esta planta, al ser pequeña, si es posible centrifugar una única vez a la semana principalmente en temporada baja, pudiendo realizar en fin de semana o por la noche, cuando la tarifa es más reducida.

Por estimaciones en instalaciones similares se establece un coste de:

Tabla 49. Coste de la electricidad

ENERGÍA (Kw/año)	COSTE (€/Kw)	IMPORTE (€/año)
2.080.000	0,11	228.800

7.2.2.2. Evacuación de residuos

En el desbaste se obtienen sólidos asimilables a basuras cuyo su destino final es el envío a vertedero de residuos sólidos urbanos (RSU). Asimismo, en el tratamiento de desarenado-desengrasado se extraen arenas, que tras ser sometidas a un proceso de lavado de arenas se envían a vertedero de inertes, mientras que las grasas se envían a vertedero de residuos peligrosos.

Para el cálculo de los costes asociados a la evacuación de todos estos se residuos, se considera la siguiente producción media anual:

Tabla 50. Residuos generados

RESIDUO	PRODUCCIÓN (m ³ /10 ⁵ m ³)	VOLUMEN RESIDUOS (m ³ /año)
Desbaste	6	76,2
Arenas	2	25,4
Grasas	0,5	6,3
	Total	82,5

Teniendo en cuenta los siguientes costes de retirada para cada uno de los residuos generados en la planta, se estima un coste total anual de 1.016 euros, teniendo en cuenta que la retirada de los sólidos generados en el desbaste, al asimilarse a residuos sólidos urbanos corre a cuenta del ayuntamiento.

Tabla 51. Costes asociados a la evacuación de residuos

RESIDUO	VOLUMEN RESIDUOS (m ³ /año)	COSTE RETIRADA (€/m ³)	COSTE ANUAL (€/año)
Desbaste	76,2	0	0
Arenas	25,4	30	762
Grasas	6,3	100	635
		Total	1.016

7.2.2.3. Evacuación de fangos

Dado que el caudal de tratamiento varía a lo largo del año, lo mismo ocurre con la generación de fangos:

Tabla 52. Generación y evacuación de fangos

FANGOS	PRODUCCIÓN (m ³ /día)	PRODUCCIÓN (m ³ /año)
TEMPORADA ALTA	10,35	983,25
TEMPORADA BAJA	3,7	999
	Total	1982,25

Teniendo en cuenta que el coste asociado a la retirada de los mismos es de 20 €/m³, se estiman unos costes asociados a la evacuación de fangos de 39.645 € al año.

7.2.2.4. Reactivos

Uno de los costes de explotación importantes generalmente asociados a una ERAR es el de reactivos. En este caso se consideran los costes asociados a la dosificación de polielectrolito como floculante en la línea de regeneración, en la deshidratación mediante centrifugas y en el espesamiento dinámico de los fangos mixtos. Asimismo, se emplea sulfato de alúmina como coagulante e hipoclorito sódico como desinfectante en la línea de regeneración. También se considera el hidróxido de sodio necesario para realizar la neutralización en el coagulador de la línea de regeneración y un gasto en reactivos correspondiente a la desodorización de 1.200 € al año.

Tabla 53. Costes en reactivos

REACTIVO	DOSIFICACIÓN (ppm)	CANTIDAD (kg/año)	IMPORTE (€/kg)	IMPORTE (€/año)
Sulfato de alúmina	30	38.106	0,1	3.811
Polielectrolito	2	2.540	4	10.162
Hipoclorito sódico	3	3.811	0,25	953
Polielectrolito (deshidratación)	4 kg/Tm MS	1.982	4	7.929
Polielectrolito (espesador)	1 kg/Tm MS	754	4	3.015
NaOH	Estequiométrica	26.640	0,28	7.459
Desodorización	-	-	-	1.200
			Total	34.528

7.2.2.5. Análisis de laboratorio

La planta dispondrá en el edificio principal de personal con un pequeño laboratorio en el que se realizará un análisis semanal de pH, DBO5, DQO y SS del agua de entrada y salida de la planta, así como dos análisis a la semana de Escherichia Coli. Asimismo, de forma mensual se realizará mediante un laboratorio externo, un análisis más completo de parámetros como

DBO5, DQO, SS, conductividad, N, P y grasas. A este mismo laboratorio se le encargará un análisis quincenal de nematodos intestinales.

Tabla 54. Costes de análisis en laboratorio

ANÁLISIS	ANÁLISIS/AÑO	COSTE (€/análisis)	COSTE ANUAL (€/año)
DBO5, DQO, SS y pH	52	0	0
Análisis completo	12	150	1.800
Nematodos intestinales	24	90	2.160
Escherichia Coli	104	0	0
		Total	3.960

7.3. CÁLCULO DEL COSTE DEL M³ DE AGUA REGENERADA

En la siguiente tabla se resumen los costes variables y fijos asociados a la planta; a partir de los cuales y considerando la producción media anual calculada anteriormente se calcula el precio del m³ de agua regenerada.

Tabla 55. Resumen de costes de explotación

COSTES FIJOS	
Personal	267.000
Mantenimiento	69.560
Seguridad y salud	1.500
Formación	1.000
Término de potencia	21.360
Varios	3.400
TOTAL COSTES FIJOS	363.820
COSTES VARIABLES	
Electricidad	228.800
Evacuación de residuos	1.016
Evacuación de fangos	39.645
Reactivos	34.528
Análisis de laboratorio	3.960
TOTAL COSTES VARIABLES	307.949
TOTAL COSTES DE EXPLOTACIÓN	671.769

Es importante destacar que únicamente se han considerado los costes asociados a la explotación de la planta, y la inversión se refiere a la construcción de la misma. No se han incluido partidas externas como la construcción del colector de aguas que llega hasta la planta, tanque de tormenta, emisario submarino ni red de distribución, por considerarse fuera del alcance del proyecto.

En forma de gráfico los costes quedan distribuidos de la siguiente forma:

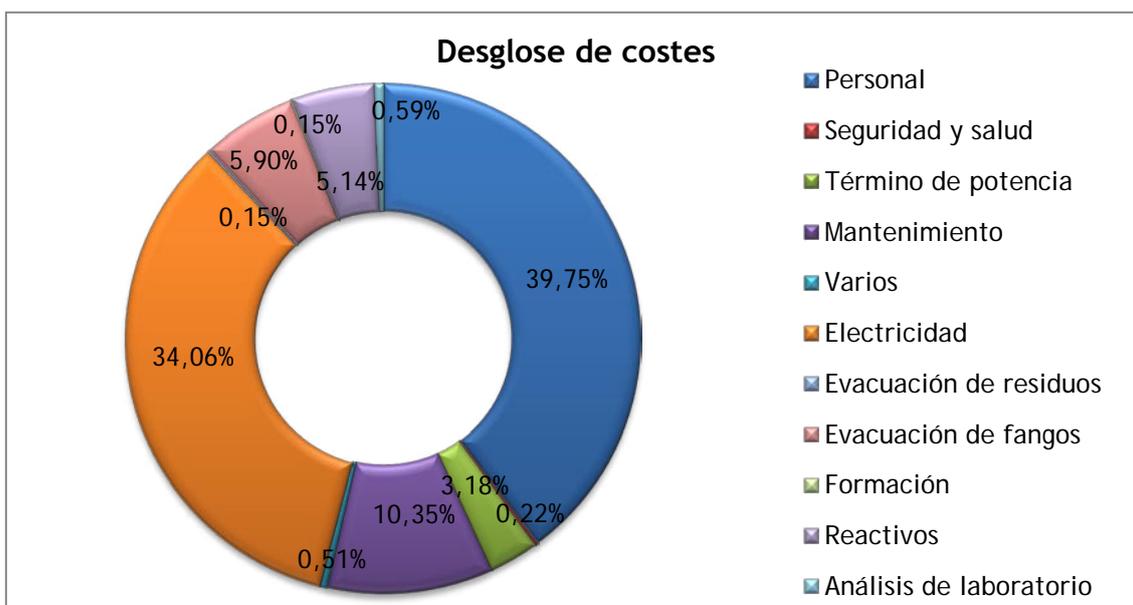


Figura 42. Desglose de costes de explotación de la ERAR

A continuación se muestra el precio del agua para la ERAR diseñada en este proyecto:

Tabla 56. Coste del m³ de agua

Costes de explotación (€/año)	671.769
Caudal de agua regenerada (m³/año)	1.270.200
COSTE (€/m³)	0,53

En la actualidad, el precio por m³ de agua regenerada oscila entre los 25-33 céntimos de euro. Como se observa el precio obtenido es superior, lo cual se debe a que la planta se encuentra sobredimensionada para prácticamente todo el año, aprovechándose únicamente su capacidad máxima durante 3 meses y derivando en unos mayores costes.

7.4. CALCULO DEL COSTE DEL M³ DE AGUA REGENERADA CON IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE MEMBRANAS

Tal y como se ha comentado en el capítulo anterior, en este proyecto se plantea como alternativa a un tratamiento de regeneración convencional, la implantación de membranas de microfiltración en el reactor biológico. Esto supone una serie de costes añadidos a los anteriores, así como la reducción de otros de los costes ya contemplados, que se comentan a continuación.

Inversión

El coste de inversión asociado a una EDAR sin línea de regeneración, es de 4.000.000 €, de acuerdo con datos del canal de Isabel II. Asimismo, dado que se mantiene la desinfección por UV, desinfección con hipoclorito y los depósitos de almacenamiento de agua regenerada, se considera un coste de inversión asociado a estos tratamientos de 200.000 €.

Además, se elimina el tanque de flotación y los equipos asociados al mismo, así como se reduce el tamaño del reactor biológico. Esto supone una reducción del 8% de la inversión en obra civil y del 3% en equipos.

Teniendo todo esto en consideración los costes de inversión quedarían distribuidos como se detalla a continuación:

Tabla 57. Costes de inversión

Costes de Inversión	
Inversión inicial total	3.990.000 €
Equipos, electricidad e instrumentación	2.444.400 €
Construcción civil	1.545.600 €

Por último, hay que considerar la inversión en las membranas, estimada en 1.012.000 € según datos proporcionados por un fabricante. Además, éstas llevan asociadas una serie de equipos periféricos, instalaciones hidráulicas y mecánicas, así como automatización cuyos costes se resumen a continuación:

Tabla 58. Costes de inversión asociados a las membranas

Costes de Inversión asociados a las membranas	
Inversión en membranas	1.012.000 €
Equipos periféricos	120.000 €
Instalaciones hidráulicas y mecánicas	96.000 €
Automatización	80.000 €
Total	1.308.000 €

Por lo que la inversión total necesaria en una planta en la que se implantan membranas de microfiltración sería de 5.298.000 €.

Mantenimiento

Sin tener en consideración las membranas, los costes de mantenimiento serían los siguientes:

Tabla 59. Costes de mantenimiento de la planta

Descripción	Importe (€/año)
Equipos	48.888
Obra civil	3.090
Pintura, Limpieza y jardinería	3.000
Total	54.978

A estos costes, hay que añadirles los asociados al mantenimiento de las membranas de microfiltración. Éstos serán muy elevados, ya que se estima que al cabo de los 3 años, aproximadamente el 8-10% de las membranas sean sustituidas y la capacidad de filtración se reduzca un 30 %, estimándose su vida útil en 5 años, al cabo de los cuales se realizará la reposición del 100% de las membranas, a pesar de que los fabricantes estiman una vida útil de 7 años.

Tabla 60. Costes de mantenimiento de las membranas

Costes mantenimiento anual	Importe (€/año)
Reposición	121.440 €
Montaje membranas	36.432 €
Total	157.872 €

Como se puede observar, el coste de mantenimiento de la planta con el sistema de membranas representa el 300% del coste de mantenimiento de una planta con regeneración convencional.

Considerando el resto de costes asociados a la explotación constantes, se estima el precio del m³ del agua tratada mediante un sistema de microfiltración:

Tabla 61. Coste del m³ de agua

Costes de explotación (€/año)	815.059
Caudal de agua regenerada (m³/año)	1.270.200
Coste (€/m³)	0,64

Los costes de explotación anuales quedarían distribuidos tal y como se presenta en el gráfico; en el que se observa que un 20% está destinado al mantenimiento de las membranas:

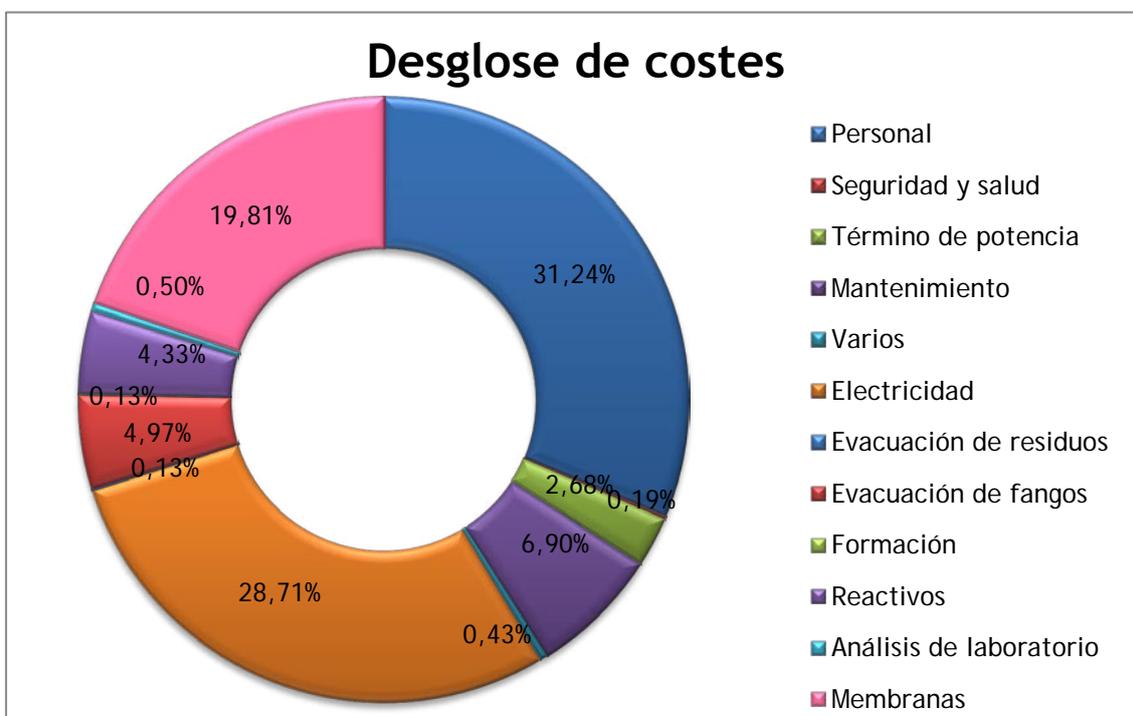


Figura 43. Desglose de costes asociados a la implementación de un sistema de tratamiento con membranas

7.5. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTES

En este apartado se realiza una breve comparación entre los costes asociados a las dos alternativas comentadas en este proyecto:

- Línea de regeneración convencional
- Implementación de un sistema de membranas por microfiltración

Los costes de primera implantación de ambas opciones vienen recogidos la siguiente tabla:

Tabla 62. Comparación de costes de inversión

DESCRIPCIÓN	LINEA REGENERACION	MEMBRANAS
Equipos, electricidad e instrumentación	3.120.000 €	3.637.400 €
Construcción civil	2.080.000 €	1.545.600 €
Total	5.200.000 €	5.298.000 €

Como se puede observar, la inversión o coste de primera implantación es similar en ambos casos, siendo algo superior en el caso de la implantación de un sistema de membranas, siendo este incremento de coste perfectamente asumible. Esto se debe a que en el caso de implantar un sistema de membranas, tal y como se ha comentado anteriormente, se elimina prácticamente toda la línea de regeneración, así como el flotador y se reduce el tamaño del reactor biológico.

El principal problema, radica en los costes asociados al mantenimiento que como se observa, en el caso de implantar un sistema de membranas representan el 300% de los costes en el caso de implantar un sistema de regeneración convencional. Dado que los costes de inversión son similares, este tipo de instalaciones no se llevaran a cado hasta que el coste de las membranas baje hasta convertirse en asumible.

Tabla 63. Costes de mantenimiento

DESCRIPCIÓN	LINEA DE REGENERACIÓN	MEMBRANAS
Equipos	62.400 €	48.888 €
Obra civil	4.160 €	3.090 €
Pintura, Limpieza y jardinería	3.000 €	3.000 €
Membranas	0 €	157.872 €
Total	69.560 €	212.850 €

8 CAMPOS DE APLICACIÓN DEL AGUA REGENERADA

8. CAMPOS DE APLICACIÓN DEL AGUA REGENERADA

La producción de agua regenerada en la ERAR objeto de este proyecto según la época del año se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 64. Caudal de agua regenerada producida

	TEMPORADA ALTA	TEMPORADA BAJA
Q (m ³ /día)	6.000	2.640

Los campos de golf, según la federación de golf, consumen una media de entre 1200 y 1500 m³ al día de agua, mientras que según los ecologistas esta cantidad podría llegar a ascender hasta los 3000m³. De manera aproximada, al no disponer de datos reales, se estima que el campo de golf Marina Golf Mojácar consume una media de 1800 m³ al día, por lo que la cantidad de agua regenerada es superior a la consumida por el mismo, generándose el siguiente excedente en función de la época del año:

Tabla 65. Caudal de agua regenerada excedente

	TEMPORADA ALTA	TEMPORADA BAJA
Q (m ³ /día)	4.200	840

Estos excedentes se podrían emplear directamente, sin la necesidad de un tratamiento adicional en sistemas contra incendios, lavado de vehículos, riego agrícola sin restricciones y servicios urbanos como riego de zonas verdes, baldeo de calles, etc. Por otro lado, tal y como se ha comentado en el apartado correspondiente a la línea de regeneración, se dispone de espacio en la línea de regeneración para la posible implantación futura de un sistema de ultrafiltración de anillas para poder emplear el agua en riego de jardines privados, uso con la máxima calidad exigida. Este uso fundamentalmente se podría realizar en temporada alta debido a que hay un mayor excedente de agua que podría ser empleado por los veraneantes en sus domicilios.

Estas dos calidades de agua, se almacenarían en cada uno de los dos compartimentos que posee el depósito de almacenamiento.

En cuanto a los costes, se propone como sistema, que los ciudadanos sigan pagando el canon de depuración en sus facturas del agua que afecta únicamente a la depuración del agua residual. Los costes asociados a la línea de regeneración serían facturados de manera exclusiva al campo de golf, pudiéndose obtener un ligero margen de beneficio destinado a la mejora de instalaciones, o a políticas sociales ,como por ejemplo, hacer frente a la factura del agua de aquellas personas que estén en el paro.