

PROYECTO FINAL

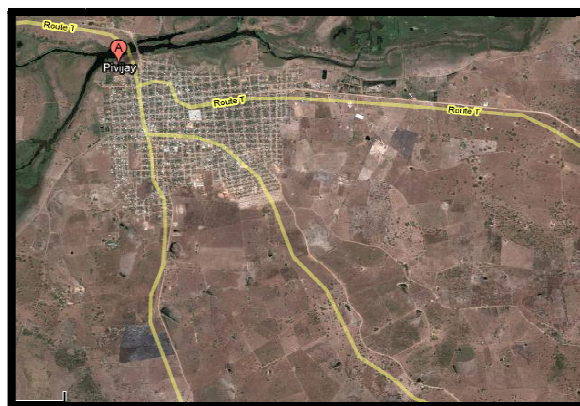
DISEÑO DE UNA ESTACIÓN DE REGENERACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS PARA TRES EMPLAZAMIENTOS CON DISTINTO NIVEL DE DESARROLLO



Zahara de los Atunes, Cádiz, España.



Medina de Rioseco, Valladolid, España.



Pivijay, Magdalena, Colombia.

Claudia García Yustos
Helena Miranda González
Ángela Sánchez Fernández

Máster en Ingeniería y Gestión del Agua. EOI Escuela de Negocios.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	3
1.1. INTRODUCCIÓN GENERAL.....	3
1.2. ZAHARA DE LOS ATUNES-ATLANTERRA	4
1.3. MEDINA DE RIOSECO	6
1.4. PIVIJAY.....	7
2. MARCO NORMATIVO APLICABLE	10
2.1. LEGISLACIÓN APLICABLE EN ESPAÑA.....	10
2.2. LEGISLACIÓN APLICABLE EN COLOMBIA.....	12
3. DESCRIPCIÓN DE LAS E.R.A.R.	13
3.1. E.R.A.R. ZAHARA DE LOS ATUNES-ATLANTERRA	13
3.2. E.R.A.R. MEDINA DE RÍOSECO.....	14
3.3. E.R.A.R. PIVIJAY.....	15
4. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO	16
4.1. PRETRATAMIENTO	16
4.2. TRATAMIENTO BIOLÓGICO.....	20
4.3. FILTRACIÓN Y DESINFECCIÓN.....	27
4.4. TRATAMIENTO DE FANGOS	28
5. CÁLCULOS DE DIMENSIONAMIENTO	33
5.1. DIMENSIONAMIENTO E.R.A.R. ZAHARA DE LOS ATUNES-ATLANTERRA	33
5.2. DIMENSIONAMIENTO E.R.A.R. MEDINA DE RIOSECO.....	41
5.3. DIMENSIONAMIENTO E.R.A.R. PIVIJAY.....	46
6. RESUMEN DE RESULTADOS	53
6.1. RESUMEN E.R.A.R. ZAHARA DE LOS ATUNES-ATLANTERRA	53
6.2. RESUMEN E.R.A.R. MEDINA DE RIOSECO	59
6.3. RESUMEN E.R.A.R. PIVIJAY.....	65
7. BIBLIOGRAFÍA	71

1. INTRODUCCIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN GENERAL

El agua es un recurso natural, escaso e indispensable para la vida humana y el medio ambiente. Con frecuencia su mal uso y una gestión inadecuada provoca conflictos y sufrimiento a escala mundial. Según la OMS la falta de agua en el mundo tiene un coste de 485.000 millones de euros al año, habiendo más de 1000 millones de personas que viven sin acceso a agua potable. El riesgo de mortalidad infantil se reduciría a la mitad si se proporcionara un acceso al agua en condiciones adecuadas, siendo ésta una de las metas del milenio propuestas por la ONU.

El desarrollo global en el sector de los recursos hídricos disminuyó notablemente las grandes hambrunas a partir de la década de los 60. De hecho, la combinación de estas acciones junto con las vacunaciones masivas, ha repercutido en el aumento de la esperanza de vida y por tanto en el incremento de la población global en los últimos 50 años. Aun así, la falta de acceso a agua limpia sigue siendo la primera causa de pérdida de esperanza de vida global, por delante del hambre.

Se puede contrastar este hecho en la gran diferencia de consumo de agua entre los países desarrollados y aquellos en vías de desarrollo. Algunas cifras que materializan este hecho son el consumo medio de agua. Por ejemplo, en Estados Unidos esta cifra alcanza los 575 litros por persona y día, mientras que en Mozambique tan solo llega a los 10 litros por persona y día. En España se consumen en promedio 166 litros por persona y día.¹

En España a parte de los problemas asociados a la climatología y a la sequía que causan una reducción significativa de la disponibilidad de agua natural, también existen problemas de escasez de agua asociados al rápido desarrollo industrial, las actividades agrícolas y el aumento de la población que están estrechamente relacionados con los desequilibrios entre oferta y demanda a largo plazo. Todo ello deriva en graves reducciones de caudales en los ríos, pérdida de humedales, salinización de acuíferos... Es por ello las Administraciones Públicas están enfatizando en la resolución de los problemas asociados a la contaminación de las aguas continentales. En este contexto se hace necesaria la correcta gestión como la mejora de la calidad de los recursos hídricos.²

La gestión del agua residual comenzó en paralelo con las primeras ciudades. De hecho, en las antiguas ciudades griegas y romanas ya podían encontrarse alcantarillas. Sin embargo, este conocimiento no se transmitió en el tiempo favoreciendo la difusión de grandes epidemias en la Edad Media.

A comienzos del siglo XX se empiezan a construir las primeras plantas de tratamiento de aguas residuales. El gran impulso de la depuración de aguas residuales urbanas en España se debe principalmente a la aplicación de la Directiva 91/271/CEE. Para alcanzar el cumplimiento de esta Directiva se aprobaron en España los Planes Nacionales de Saneamiento y Depuración de Aguas Residuales³.

En Colombia la legislación más reciente respecto a potabilización y depuración consiste en una Resolución del Ministerio de Desarrollo Económico del año 2000: RAS 2000 (Reglamento Técnico para el Sector de Agua potable y Saneamiento Básico). En esta resolución se establece que cada proyecto de potabilización o depuración debe incluir un documento descriptivo con un estudio de impacto ambiental, social y económico. También se señalan los límites de vertido de obligatorio cumplimiento⁴.

En cuanto a la reutilización de aguas residuales regeneradas, recurso no convencional, la escasez de recursos hídricos en muchas cuencas españolas es ya en muchos lugares de carácter estructural, puesto que la demanda en sitios costeros como Zahara de los Atunes no aumenta constantemente mientras que los recursos permanecen invariables.

Se dispone de un volumen determinado de recursos convencionales, como son las aguas superficiales y subterráneas, que se utilizan y que en ocasiones no son suficientes, especialmente en épocas de sequía.

Por ello, y dentro del contexto institucional marcado por la UE de promover la reconversión de aguas residuales, se considera que con una inversión adicional en las plantas de tratamiento convencionales el agua se puede recuperar para su posterior uso, extendiendo así el ciclo del agua⁵.

Así, este proyecto, basándose en la problemática anteriormente descrita, consistirá en el diseño de tres plantas de regeneración de aguas residuales en tres ubicaciones con diferente nivel de desarrollo⁶:

- E.R.A.R. Zahara de los Atunes. Las aguas regeneradas serán destinadas al riego de un campo de golf, bajo el marco jurídico del RD 1620/2007 de la legislación española.
- E.R.A.R Medina de Rioseco. El recurso regenerado será empleado para riego agrícola, estando supeditado a los estándares de calidad del RD 1620/2007 de reutilización de aguas depuradas.
- E.R.A.R Pivijay (Colombia). Se empleará el agua regenerada también con fines agrícolas, bajo el marco jurídico español RD 1620/2007 ya que no existe normativa en Colombia en materia de reutilización.

1.2. ZAHARA DE LOS ATUNES-ATLANTERRA

Zahara de los Atunes es un pequeño pueblo de pescadores situado en el área del estrecho de Gibraltar, entre las localidades de Tarifa y Barbate, a una hora de Cádiz capital y de Algeciras, y se distribuye a lo largo del litoral desde el núcleo del pueblo hasta la playa de los Alemanes, pasando por las urbanizaciones y los hoteles de Atlanterra.⁷

En contra de su proximidad geográfica, Zahara de los Atunes ha pertenecido política e históricamente al Término Municipal de Barbate, mientras que Atlanterra ha pertenecido al Término Municipal de Tarifa. En la actualidad, las aguas de Zahara de los Atunes se depuran en la EDAR de Barbate transportadas mediante un colector subterráneo, y las aguas de las urbanizaciones de Atlanterra se depuran en una EDAR cercana a estas viviendas.

La Comisión Provincial de Ordenación del Territorio y Urbanismo, en diciembre de 2008, procedió a la aprobación definitiva del Plan Parcial del sector SA-1 Cabo de Plata, de Atlanterra. Este documento viene a desarrollar el PGOU de Tarifa, que contempla para la zona la creación de un campo de golf y la construcción de 1.035 viviendas.

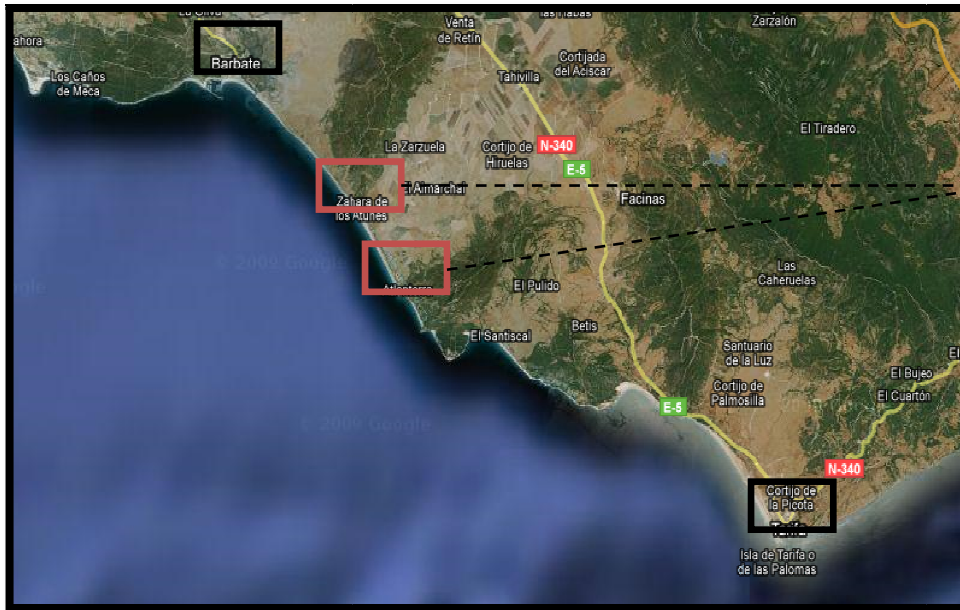


Imagen 1. Mapa del ámbito de estudio Zahara-Atlanterra. Fuente: Google Earth.



Imagen 2. Fotografía aérea de Zahara de los Atunes (izq.) y Atlanterra (dcha.). Fuente: Google Maps.

La Dirección de Obras Hidráulicas reconoce la necesidad de establecer una EDAR específica para la zona Atlanterra-Zahara, tratando de hacer compatible el empleo de aguas previamente depuradas para su utilización en riego de zonas verdes, campos de golf, etc.

Por esta necesidad, el presente proyecto quiere definir un sistema de tratamiento de aguas residuales con regeneración, que permita, mediante una serie de procesos, reutilizar el efluente de agua para el riego de zonas verdes y el campo de golf aprobado por el Plan Parcial, y en próxima construcción en la zona de Zahara- Atlanterra.

1.3. MEDINA DE RIOSECO

Medina de Rioseco es un municipio de la comarca de Tierra de Campos. Los sectores de actividad principal son la agricultura y la industria cárnica (MACRISA).

Existe un polígono industrial en el que destaca la empresa Fundiciones Fernández que fabrica registros de saneamiento y alcantarillado.

Los vertidos de las aguas residuales que actualmente van directos al río Sequillo, se depurarán en esta estación mediante un proceso biológico previo a un sistema de tratamiento terciario que proporcione agua para el cultivo de regadío.

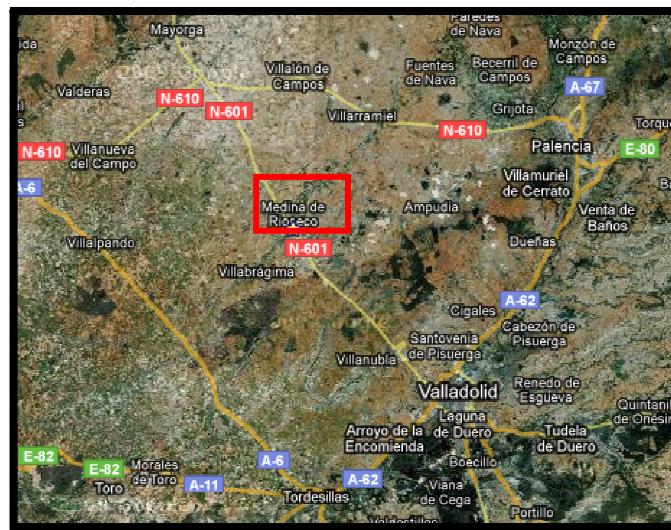


Imagen 3. Mapa del ámbito de estudio Medina de Rioseco. Fuente: Google Maps.



Imagen 4. Fotografía aérea de Medina de Rioseco. Fuente: SigPac.

1.4. PIVIJAY

Pivijay es uno de los 23 municipios del departamento del Magdalena, situado en el norte de Colombia⁸.



Imagen 5. Mapa de la situación en Colombia del ámbito de estudio Pivijay. Fuente: Google Maps.

La altitud del área urbana de Pivijay es de 3 msnm, presentando una temperatura media anual de 28°C. Sus viviendas se sitúan sobre una superficie plana y arenosa, trazada sistemáticamente durante la época colonial. Esta situación ha facilitado la implantación de una red de abastecimiento, cuya fuente se explicará posteriormente, y una red de saneamiento que vierte directamente a un caño que conduce a La Ciénaga Grande, al norte del corregimiento.

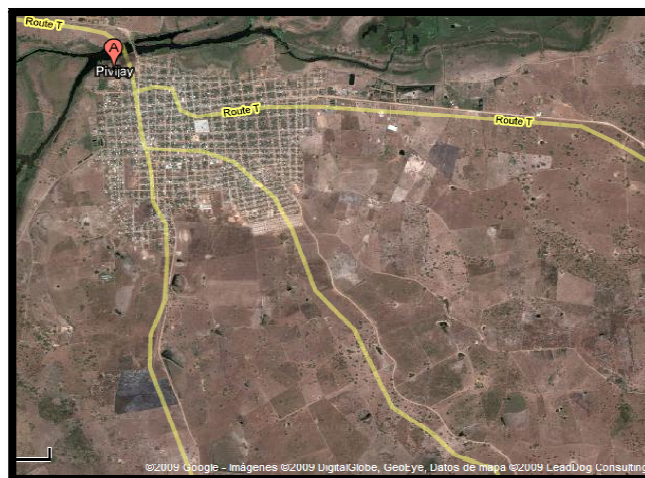


Imagen 6. Fotografía aérea de Pivijay. Fuente: Google Maps.

La economía del lugar se basa en la ganadería, la agricultura y la pesca. Se cuenta con ganado vacuno, porcino, equino, caprino, mular, ovino y bufahua, y con cultivos de yuca, maíz, frijol y tomate principalmente. La pesca se realiza en La Ciénaga Grande, un complejo lagunar de intercambio de agua dulce y de mar.

La zona norte de Colombia presenta un régimen de lluvias unimodal con un pico alrededor del mes de octubre. Esta precipitación es excedida por el alto valor de ETP de esta región ocasionando un déficit estructural de agua. El balance hídrico para el departamento del Magdalena (capital Santa Marta), y el mapa de disponibilidad hídrica multianual del país se muestran a continuación:

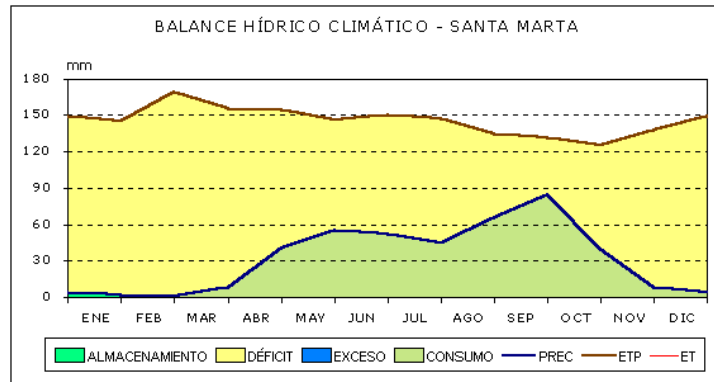


Gráfico 1. Balance Hídrico Climático de Santa Marta, Magdalena. Fuente: IDEAM.

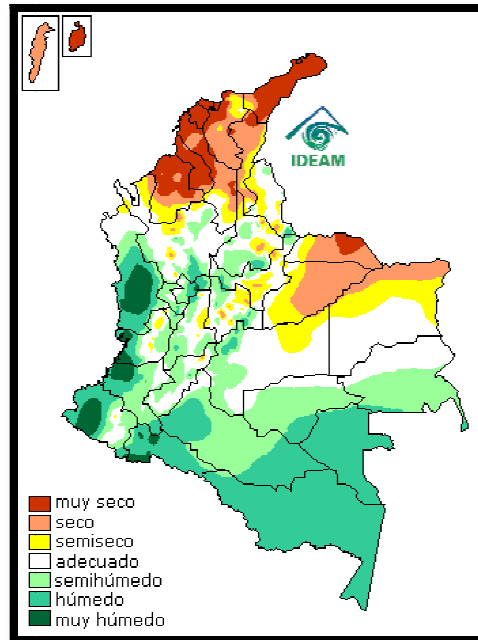


Imagen 7. Disponibilidad Hídrica Multianual de Colombia. Fuente: IDEAM.

Ante este déficit, el agua llega a Pivijay a través de un canal de 10 km de longitud proveniente del río Magdalena, principal cauce del país. Sin embargo, este canal provee un caudal que apenas alcanza para el consumo humano. Se ha constatado además, que los acuíferos de la zona contienen agua salobre no potable, infiltrada de La Ciénaga Grande.

Este proyecto pretende entonces definir un sistema de tratamiento de aguas residuales que, al tener un sistema terciario, permita la reutilización de estas aguas para fines agrícolas y así contribuir a la disminución de la aridez de esta zona, buscando como fin un aumento en el abanico de productos cultivados y por ende de fuentes de ingresos para sus habitantes.

Cabe resaltar que al estar inscrito el municipio de Pivijay en el programa de Objetivos del Milenio, esta ERAR concuerda con las metas municipales de desarrollo ya que ofrecería una alternativa de saneamiento y de progreso para sus zonas rurales.

2. MARCO NORMATIVO APLICABLE

2.1. LEGISLACIÓN APLICABLE EN ESPAÑA

En lo referente a la regulación de la calidad de las aguas, según su uso posterior, cabe citar las siguientes directivas:

- Directiva 75/440, de 16 Junio de 1975 relativa a la calidad requerida para las aguas superficiales.
- Directiva 76/160, de 8 de Diciembre de 1975, relativa a la calidad de las aguas de baño.
- Directiva 78/659, de 18 de Julio de 1978, relativa a la calidad de las aguas continentales que requieren protección o mejora para ser aptas para la vida de los peces.

En lo referente a la calidad y regulación de vertidos de aguas residuales es de destacar la Directiva 91/271/CEE, de 21 de Mayo de 1991, sobre tratamiento de aguas residuales urbanas, cuyo objeto es “la recogida, el tratamiento y el vertido de aguas residuales urbanas y el tratamiento y vertido de las aguas procedentes de determinados sectores industriales”. Todo ello con el objetivo de “proteger al medio ambiente de los efectos negativos de los vertidos de las mencionadas aguas residuales”.

Por tanto la necesidad de depuración, no es solamente aconsejable, sino que también está recogida por las distintas legislaciones convirtiéndose en una obligación para muchos países, entre ellos los países miembros de la UE según la directiva arriba mencionada.

Esta directiva establece un compromiso para los estados miembros de recoger las aguas residuales de aglomeraciones urbanas, de instalar sistemas de tratamiento adecuado para las mismas y define criterios para la determinación de zonas de vertido sensibles (lagos, arroyos, estuarios, bahías, zonas de eutrofización) y zonas menos sensibles. Así mismo, se fijan plazos para el cumplimiento de tales medidas en defensa del medio ambiente, que oscilan entre el 31 de Diciembre del año 2000 para aglomeraciones de más de 15.000 habitantes y el 31 de Diciembre del año 2005 para núcleos de 2.000 a 15.000 habitantes.

La aplicación de las normas comunitarias a nuestro país se recoge en el Plan Nacional de Saneamiento y Depuración aprobado en 1995 de 17 de Febrero.

La Directiva 91/271/CEE se ha transpuesto a normativa española mediante el RD Ley 11/1995 de 28 de Diciembre por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas.

Dentro de la legislación estatal se deben incluir:

- Real Decreto 509/1996, de 15 de Marzo, de desarrollo del Real Decreto- Ley 11/1995 ya mencionado.

- Real Decreto 2116/1998, de 2 Octubre, por el que se modifica el RD-Ley 11/1995, de 28 de Diciembre por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas.
- Real Decreto Legislativo 1/2001 de 20 de Julio, por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Aguas.
- Ley 10/2001, de 5 de julio, del Plan Hidrológico Nacional.
- 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.
- RD 606/2003, de 23 de mayo, por el que se modifica el RD 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 Legislativo, 1/2001, de 20 de julio, por el que se aprueba el Texto Refundido de la Ley de Aguas.
- Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, por el que se aprueba el Reglamento del Dominio Público que se desarrolla los Títulos Preliminar, I, IV, V, VI y VII de la 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 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.
- Directiva 2000/60/CE, del 23 de octubre, del Parlamento Europeo y del Consejo por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de las políticas del agua (Directiva Marco del Agua).
- Plan Nacional de Saneamiento y Depuración de Aguas Residuales (1995-2005)
- Plan Nacional de Lodos de Depuradoras de Aguas Residuales (2.001-2.006)
- Directiva 91/271/CEE, de mayo de 1991, del Consejo sobre el Tratamiento de las Aguas Residuales Urbanas. (Transpuesta a la legislación española por el Real Decreto Ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normal aplicables al tratamiento de aguas residuales; por el Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del RDL 11/1995; por la Resolución de 25 de mayo de 1998, por la que se declaran las zonas sensibles en cuencas hidrográficas intercomunitarias.)
- 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 VII de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de aguas. Modificada por la ley 46/1999 de 13 de Diciembre.

- 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.
- Real Decreto Legislativo, 1/2001, de 20 de julio, por el que se aprueba el Texto Refundido de la Ley de Aguas

2.2. LEGISLACIÓN APLICABLE EN COLOMBIA

La legislación más reciente respecto a potabilización y depuración en Colombia consiste en una Resolución del Ministerio de Desarrollo Económico del año 2000: RAS 2000 (Reglamento Técnico para el Sector de Agua potable y Saneamiento Básico).

El RAS establece que cada proyecto referente a la potabilización del agua o al tratamiento de aguas residuales debe presentar un documento descriptivo del mismo, donde se incluya un estudio del impacto ambiental, social y económico del mismo.

Asimismo esta resolución da las pautas de normas de diseño, modelación, construcción, puesta en marcha, límites de vertido y mantenimiento que debe cumplir toda infraestructura adecuada para estos fines.

Cabe resaltar que en Colombia no existe legislación referente a reutilización de aguas, por lo tanto se utilizará la normativa española en los vacíos existentes, especialmente en lo relacionado a la calidad del efluente.

En lo que respecta a la ubicación de la planta, es necesario conocer con exactitud la legislación municipal consignada en el estatuto de urbanismo publicado junto con el Plan de Ordenamiento Territorial (POT), además de los requisitos básicos señalados también en el RAS.

3. DESCRIPCIÓN DE LAS E.R.A.R.

3.1. E.R.A.R. ZAHARA DE LOS ATUNES-ATLANTERRA

La población equivalente de la zona de Zahara-Atlanterra sufre una variabilidad estacional muy fuerte. En la época estival, de junio a septiembre, y en Semana Santa, así como en otras festividades, la población de Zahara-Atlanterra alcanzará la cifra de 12.000 habitantes equivalentes a partir de la aplicación del Plan Parcial aprobado por la Comisión Provincial de Ordenación del Territorio, con un horizonte previsible de crecimiento a 25 años. Mientras que durante el resto del año, la población estará en torno a los 5.000 habitantes equivalentes.

En la siguiente tabla pueden observarse las diferencias entre caudal medio y caudal punta en verano y en invierno.

	Invierno	Verano
Habitantes equivalentes	5000	12000
Dotación por habitante	250	250
Caudal diario (m³/d)	1250	3000
Caudal medio (m³/h)	52	125
Caudal máximo (m³/h)	110	240

Tabla 1. Dotación y caudales de Zahara-Atlanterra.

Es por este motivo que se procederá al diseño de dos líneas de tratamiento, con los procesos y equipos de pretratamiento en común. En la época estival, en la que la población alcanza los 12.000 habitantes equivalentes, se utilizarán ambas líneas de tratamiento, mientras que en la época de invierno, cuando los caudales son menores, sólo se utilizará una línea de tratamiento. Teniendo en cuenta los caudales anteriores se procederá de la siguiente manera:

Época del año	Verano	Invierno
Número de líneas	2	1
Dotación por habitante	250	250
Q diario (m³/d)	3000	1250
Q medio (m³/h)	126	63
Q máximo (m³/h)	240	120

Tabla 2. Dotación y caudales de diseño para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

En verano se utilizarán dos líneas de tratamiento que, entre las dos, sumarán una capacidad de tratamiento de:

- Caudal medio: 126 m³/h
- Caudal máximo: 240m³/h

En invierno se utilizará una única línea de tratamiento de manera que cubra unas necesidades de:

- Caudal medio: $63\text{m}^3/\text{h}$
- Caudal máximo: $120\text{m}^3/\text{h}$

La parte inicial de la planta, es decir: el pozo de gruesos, el pozo de bombeo, las rejillas y el tamiz, será común para las dos líneas de tratamiento. El diseño se ha realizado de manera que funcionen indistintamente a menor caudal en invierno y a mayor caudal en verano.

3.2. E.R.A.R. MEDINA DE RÍOSECO

Como se observa en la figura siguiente figura la población de Medina de Ríoseco tiende a incrementarse de una manera constante, manteniéndose una tendencia que nos permite extrapolar el crecimiento de la población actual a la de dentro de 25 años en un 25%.

El diseño se realizará para un horizonte de proyecto de 25 años considerando un crecimiento del 25% en ese periodo, y aplicando un coeficiente corrector que englobe la industria presente en el ámbito de estudio de 1,75. La población de diseño es de 12.200 habitantes equivalentes.

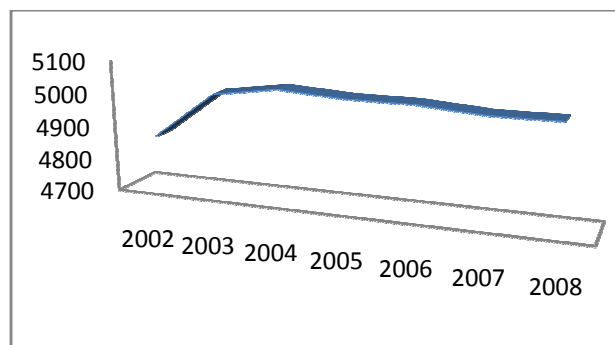


Gráfico 2. Evolución de la población de Medina de Ríoseco 2002-2008. Fuente: INE.

La dotación de agua que se ha considerado teniendo en cuenta el desarrollo social y económico en Medina de Ríoseco es de 200 litros por habitante equivalente y día.

Teniendo en cuenta todo lo anterior, los caudales de diseño para esta población son:

Habitantes equivalentes	12200
Dotación por habitante	200
Caudal diario (m^3/d)	2440
Caudal medio (m^3/h)	102
Caudal máximo (m^3/h)	199

Tabla 3. Dotación y caudales de diseño para la E.R.A.R. de Medina de Ríoseco.

3.3. E.R.A.R. PIVIJAY

El último censo realizado en Colombia (2005), indica una población para la cabecera urbana de Pivijay de 6.308 habitantes. Teniendo en cuenta un horizonte de 25 años para el diseño de la ERAR, se obtiene a través de las proyecciones del Departamento Nacional de Estadística de Colombia (DANE) una población para 2.035 de 8.200 habitantes.

A partir de este valor y teniendo en cuenta un factor de 1,4 para industria agropecuaria, se obtiene un valor de 11.480 habitantes equivalentes, que para efectos de cálculo se aproximará a 11.500.

Teniendo en cuenta que el nivel de desarrollo en la zona, se establece una dotación de 150 litros por habitante equivalente y día. De esta manera, los caudales estimados para el diseño de la planta en Pivijay son:

Habitantes equivalentes	11500
Dotación por habitante	150
Caudal diario (m³/d)	1725
Caudal medio (m³/h)	72
Caudal máximo (m³/h)	146

Tabla 4. Dotación y caudales de diseño para la E.R.A.R. de Pivijay.

4. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

Una planta de regeneración de aguas residuales urbanas se compone de los procesos listados a continuación. Las tres plantas diseñadas en este proyecto seguirán el mismo esquema.

- Pretratamiento
- Tratamiento Biológico con nitrificación y desnitrificación
- Filtración y desinfección
- Tratamiento de Fangos

4.1. PRETRATAMIENTO

El primer paso en el proceso de depuración consiste en la eliminación de sustancias de gran tamaño materias gruesas, cuerpos gruesos y arenosos, cuya presencia en el agua que pasa a los posteriores tratamientos modificaría el tratamiento total así como el correcto funcionamiento de los equipos de la estación depuradora. Esta primera etapa persigue los siguientes objetivos⁹:

- Protección mecánica de los equipos.
- Evitar alteraciones en 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.

Las E.R.A.R. diseñadas en este proyecto contarán con un proceso de desbaste integrado por pozo de gruesos, rejas de finos, pozo de bombeo y tamices. Cabe destacar que al utilizar tamices con luz muy baja se evitará la instalación de un desarenador ya que los granos de arena, al tener un diámetro superior a 0,75mm, se separarán en el tamiz.

El ancho del pozo de gruesos, las rejas y el pozo de bombeo, ha de ser el mismo. Por ello se empieza calculando la zona de las rejas ya que su ancho viene determinado por las dimensiones de las bombas que se emplearán.

- **Pozo de Gruesos**

Consta de un foso que se coloca en la solera de la cámara de bombeo y antes de los equipos, con la finalidad de que una parte de las arenas y objetos de elevada densidad queden retenidos.

Las arenas y sólidos grandes aumentan en épocas de lluvia por lo que es importante colocar un sistema de recogida de sólidos eficaz, se ha optado por una cuchara bivalva, que cada cierto tiempo recoge los sólidos del fondo del pozo depositándolos en un contenedor¹⁰.

El pozo de gruesos se sustenta en la alta diferencia de densidad entre el sólido a separar y el agua, depositándose los sólidos en el fondo en poco tiempo. Para su diseño, se debe tener en cuenta el tiempo de retención y la carga hidráulica.



Imagen 8. Cuchara bivalva. Fuente: www.estruagua.com

El pozo de gruesos se basa en la alta diferencia de densidad entre el sólido a separar y el agua, depositándose los sólidos en el fondo en poco tiempo. Para el diseño, se debe tener en cuenta el tiempo de retención y la carga hidráulica, empleándose en los cálculos las siguientes ecuaciones:

$$\frac{A}{V} = \frac{1}{t} \ln \left(\frac{V}{V - v_s t} \right)$$

Ecuación 1. Cálculo superficie de pozo de gruesos.

$$V = \frac{Q t}{1 - e^{-\frac{A}{V} t}}$$

Ecuación 2. Cálculo volumen de pozo de gruesos.

$$H = \frac{V}{A}$$

Ecuación 3. Cálculo altura de pozo de gruesos.

$$L = \frac{V}{Q}$$

Ecuación 4. Cálculo longitud teórica de pozo de gruesos.

- **Rejas**

Son un conjunto de barras metálicas de sección regular, paralelas y separadas uniformemente entre ellas, localizadas en un canal de hormigón, colocadas transversalmente al flujo que pasa a través reteniendo todos los sólidos que presenten un tamaño superior a la separación entre barrotes.



Imagen 9. Reja automática circular. Fuente: www.estruagua.com

Para el dimensionamiento de las rejas se ha empleado la ecuación que se muestra a continuación:

$$S(m^2) = \frac{Q(m^3/h)}{3600(s/h)} * \frac{L(mm) + e(mm)}{L(mm)} * \frac{1}{c}$$

Ecuación 5. Cálculo superficie de rejas.

Donde,

S: superficie, m²

Q: caudal, m³/h

V: velocidad de paso a través de la reja, m/s

L: luz o separación entre barrotes = 20 mm

E: espesor de los barrotes = 8 mm

C: coeficiente de colmatación, tanto por uno = 0,7

- **Pozo de Bombeo**

Después de las rejas es necesario elevar el efluente para que a partir de ese punto la línea de agua fluya por gravedad a lo largo de todo el proceso. Se colocarán bombas sumergibles ABS, incluyendo en todos los casos una de reserva.



Imagen 10. Bomba sumergible ABS. Fuente:www.bombasbeyond.com

- **Tamices**

El agua bruta se bombea a los tamices rotativos, incluyendo uno de reserva. El líquido a filtrar entra y se distribuye uniformemente a lo largo de todo el cilindro filtrante que gira a baja velocidad. Las partículas sólidas quedan retenidas en la superficie del mismo y son conducidas hacia una rasqueta que las separa y deposita sobre una bandeja.

Para seleccionar el tamiz más adecuado, se deben considerar tanto la capacidad de paso de agua de cada modelo de tamiz como la luz de paso de las rendijas.

Los tamices al igual que las rejas, son equipos que se instalan para eliminar los sólidos en suspensión de gran tamaño. Tienen una capacidad de eliminación mayor que las rejas, esto se debe a que la luz es inferior a la de las rejas. En este caso será de 0,75mm, todos los sólidos mayores que 0.75 mm quedarán eliminados de la línea de agua quedando retenidos en el tamiz.

Modelo	Luces (mm)						PESO EN SECO	PESO EN CARGA
	0.25	0.5	0.75	1	1.5	2.5		
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.

Tabla 5. Modelo de tamices vs. Luz de paso (mm).

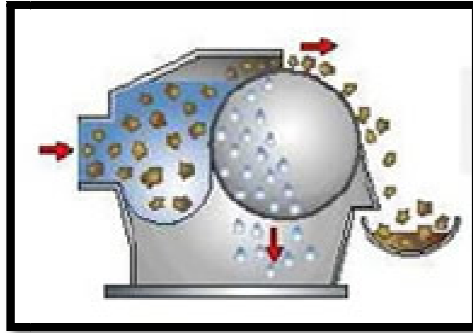


Imagen 11. Esquema de funcionamiento de tamiz filtrorrotor. Fuente: www.equimar.com.mx

En el tamiz se elimina el 15% de la DBO y el 25% de los SS, es decir:

- $DBO \text{ salida tamiz} = DBO \text{ entrada tamiz} * 0,85$
- $SS \text{ salida tamiz} = SS \text{ entrada tamiz} * 0,75$

4.2. TRATAMIENTO BIOLÓGICO

El objetivo fundamental del proceso de fangos o lodos activos es la eliminación de la materia orgánica biodegradable presente en el agua residual.

Las unidades básicas de que se compone el proceso de lodos activos son:

- Reactor biológico incluyendo nitrificación y desnitrificación
- Decantador secundario

En el proceso, el agua residual es introducida de forma continua en la balsa donde se mantiene una concentración elevada de microorganismos en suspensión. Éstos capturan la materia orgánica presente, provocando su eliminación. El oxígeno necesario para los microorganismos se introduce a través de difusores, que aportan oxígeno para el proceso, al mismo tiempo que provocan la agitación suficiente para mantener la biomasa en suspensión y en mezcla con el agua a tratar. Cabe resaltar que la formación de nuevos microorganismos es continua, por lo que es preciso purgar los lodos para trabajar con una población fija.

El proceso que se va a utilizar en el diseño de las tres plantas será el de Aireación Prolongada, también conocido como Oxidación Total. Con este proceso se obtienen rendimientos muy elevados, produciendo menor cantidad de fangos muy mineralizados y facilitando por tanto la línea de tratamiento de lodos¹¹.

La concentración de biomasa en el reactor suele ser más elevada que en otros procesos de tratamiento biológico. Se trabaja con cargas másicas muy bajas, por lo que se va a producir una nitrificación muy importante del nitrógeno amoniacal presente en el agua residual. Como contrapartida, el consumo energético es elevado, al precisar de 2 a 3 Kg de Oxígeno por cada Kg de DBO eliminada.

En general, las normas de diseño de un reactor biológico son las siguientes:

- Balsas de hormigón
- La profundidad varía entre los 2,5 y 5 metros si se airea con turbina, o entre 4 y 6 metros si se usan difusores para este fin

- La salida del reactor se realiza a través de un vertedero transversal
- Los difusores se colocan en el fondo de la balsa

En el decantador, los microorganismos se aglomeran sobre pequeñas partículas en suspensión, generando unos flóculos que sedimentan en el fondo del equipo. Para mantener la concentración de los microorganismos, los lodos son recirculados de nuevo a la balsa para así mantener la población. El agua que sale por el vertedero del decantador ya se encuentra tratada y continúa su depuración hacia los filtros y desinfección del tratamiento terciario.

El objetivo fundamental, entonces, de un decantador secundario es la eliminación de los sólidos en suspensión presentes en el agua residual, obteniendo un líquido claro sobrenadante en la superficie del equipo y unos sólidos extraídos por el fondo, en forma de fangos o lodos, más o menos concentrados.

Basado en la diferencia de peso específico entre la partícula sólida a separar y el agua, de tal forma que una disminución de la velocidad ascensional del líquido a un valor menor de la caída del sólido, permita que la materia sedimentable se deposite en el fondo del equipo. (Leyes de Newton y de Stokes).

La velocidad final de caída de las partículas recibe el nombre de carga hidráulica, CH (m^3/m^2h) (velocidad de desplazamiento del agua en el equipo que se opone a la caída de las partículas). Es decir, decantan las partículas de velocidad de decantación superior a la velocidad ascensional, y que dispongan de un tiempo de residencia adecuado.

En el diseño de las plantas que conciernen a este proyecto se ha seleccionado la instalación de decantadores circulares. Estos constan de una cuba normalmente de hormigón, donde la alimentación se hace por la parte central, mientras que la salida se produce por un vertedero periférico. Radialmente y pivotando sobre la columna central, se instala un puente giratorio. Colgando de éste se encuentran las rasquetas de barrido de fondo (arrastran el lodo hasta una poceta central, donde se purgan al exterior), también cuelga una barrera superficial que arrastra los flotables o espumas hasta la tolva de purga. Los equipos de diámetro pequeño (<5 m), son de tipo estático.



Imagen 12. Decantador secundario circular. Fuente: www.vreina.com

Las bases de diseño del tratamiento biológico son:

- **MLSS y MLVSS**

MLSS: Sólidos en suspensión en el licor mezcla, es la concentración en ppm de los sólidos en suspensión presentes en el reactor biológico.

MLVSS: Sólidos en suspensión volátiles en el licor mezcla, representa la concentración en ppm de los sólidos en suspensión volátiles orgánicos existentes en el reactor biológico.

Se analizarán los MLSS para medir y controlar la población.

- **Carga másica**

$$CM = \frac{Kg\ DBO/día}{Kg\ MLSS}$$

Ecuación 6. Cálculo de carga másica para tratamiento biológico.

Este parámetro está directamente relacionado con el rendimiento del proceso como se observa en la siguiente tabla:

Rendimiento del Proceso (%)	CM (Kg DBO/d/Kg MLSS)
87	0.5
88	0.4
90	0.3
92	0.2
93	0.1
94	0.05

Tabla 6. Relación entre el rendimiento del proceso biológico y la carga másica presente.

Es importante anotar que:

- Alta carga, cuando $CM \geq 0,5$
- Media carga, para CM entre 0,5 y 0,2
- Baja carga, cuando CM menor de 0,20
- A menos CM, mayor rendimiento en el reactor.

- **Carga volumétrica**

$$CV \left(\frac{Kg}{m^3 * d} \right) = \frac{L \left(\frac{kg}{día} \right)}{V (m^3)}$$

Ecuación 7. Cálculo de carga volumétrica para tratamiento biológico.

Siendo:

CV, Carga Volumétrica, Kg/m³*d

V, Volumen, m³

L, DBO en el influente, Kg/día

El dimensionamiento de cada equipo se describe a continuación:

- **Tanque de Aireación**

El volumen del tanque de aireación se determina a partir de:

$$V(m^3) = \frac{L \left(\frac{kg}{d} \right)}{CM * X \left(\frac{kg}{m^3} \right)}$$

Ecuación 8. Cálculo de volumen de tanque de aireación.

Siendo,

L: DBO en el influente, kg/d

CM: Carga másica

X: concentración de MLSS, kg/m³

A partir del volumen obtenido para el reactor, puede determinarse el tiempo de residencia hidráulico, de acuerdo con:

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

Ecuación 9. Cálculo de tiempo de retención hidráulico en volumen de aireación.

Es importante tener en cuenta que el tiempo de residencia hidráulico es distinto al tiempo de residencia celular.

$$\phi = \frac{\text{Kg biomasa}}{\text{Kg de biomasa generada o purgada}}$$

$$\theta = \frac{\text{Kg de biomasa}}{1,2 * \text{Kg} \frac{\text{DBO}}{\text{día}} * \text{CM}^{0,25}}$$

Ecuación 10. Cálculo de tiempo de retención celular en volumen de aireación.

A mayor tiempo de residencia celular, mayor rendimiento.

- **Necesidades de Oxígeno**

El oxígeno aportado se va a utilizar en los siguientes procesos:

- Síntesis de nuevo material celular
- Respiración endógena de la biomasa presente en la oxidación
- Oxidación del nitrógeno amoniacal en los procesos de nitrificación

$$OR(\text{Kg/d}) = a * L * R / 100 + b * M + 4,75 * Ln$$

Ecuación 11. Cálculo de necesidades de oxígeno de tratamiento biológico.

Siendo,

- a: coeficiente de síntesis
- L: DBO en el influente (Kg/d)
- b: coeficiente de respiración endógena
- V: volumen del reactor (m³)
- X: concentración de MLVSS o MLSS en el reactor
- Ln: nitrógeno amoniacal eliminado en el reactor

Carga Másica	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

Tabla 7. Relación entre el coeficiente de síntesis y el coeficiente de respiración endógena con la carga másica del proceso.

- **Producción de fangos en exceso**

La cantidad de fangos a purgar viene determinada por la fórmula de Huisken:

$$AS \text{ (kg/d)} = 1,2 * Le * CM^{0,23}$$

Ecuación 12. Cálculo de fangos en exceso de tratamiento biológico.

Donde,

AS: fangos a purgar

Le: DBO eliminada en el proceso, kg/d

CM: carga másica

El volumen de los fangos a purgar puede obtenerse de la siguiente manera:

$$Q_{purga} \left(\frac{m^3}{h} \right) = \frac{AS \left(\frac{kg}{d} \right)}{1000 * X_n \left(\frac{kg}{m^3} \right) * 24}$$

Ecuación 13. Cálculo de caudal de purga de fangos de tratamiento biológico.

Donde,

AS: fangos a purgar (kg/d)

X_n: concentración de purga en Kg/m³

Por otro lado, el caudal de recirculación, puede determinarse a partir de la realización de un balance de materia en el decantador, resultando:

$$Q_{rec} = \frac{Q_{m\acute{a}x} * X}{X_n - X}$$

Ecuación 14. Cálculo de caudal de recirculación de fangos de tratamiento biológico.

Siendo,

Q_{rec}, Caudal de recirculación, m³/h

Q_{máx}, Caudal máximo, m³/h

X, Concentración de MLSS en el reactor, Kg/m³

X_n, Concentración de la purga, Kg/m³

- **Decantador Secundario**

El dimensionamiento del decantador secundario se realiza con la ayuda de las siguientes ecuaciones:

$$Sh (m^2) = Q (m^3/h) / CH (m/h)$$

Ecuación 15. Cálculo de superficie de decantador secundario.

$$Vol (m^3) = Q (m^3/h) * Tr (h)$$

Ecuación 16. Cálculo de volumen de decantador secundario.

$$H (m) = Q (m^3/h) * (Tr (h) / Sh (m^2)) = Vol (m^3) / Sh (m^2)$$

Ecuación 17. Cálculo de altura de decantador secundario.

Para esto hay que tener en cuenta:

- CH (m³/m²h): 0,5 – 1,40
- Tr (h): 2,5
- Carga sobre vertedero (m³/m h) < 10

Las normas de diseño para los decantadores secundarios son:

- Decantadores rectangulares:
 - Anchura máxima = 6m
 - Longitud máxima 35-40 m (para cadenas de plástico 70-75m)
- Decantadores circulares:
 - Diámetro de 5 a 40 m (si no, se pondrán unidades múltiples)
 - Altura útil 2,5 y 4 m

- **Equipos de aireación**

Son los encargados de introducir oxígeno en el proceso para el mantenimiento de la biomasa.

Los equipos deben cumplir:

- Aportar O₂ para las reacciones de síntesis
- Aportar O₂ para las reacciones de oxidación
- Para las reacciones de nitrificación

- Mantener una concentración mínima de O₂ en el reactor
- Conseguir una agitación para mantener mezclados los microorganismos y el agua residual.
- Asimilar las puntas de contaminación

Existen dos tipos, los difusores de aire y los mecánicos.

Difusores:

- Burbuja gruesa, mayor de 6 mm.
- Burbuja media, de 3 a 6 mm.
- Burbuja fina, menores de 3mm.
 - Domos
 - Tubos
 - Discos
 - Membrana

Aireadores mecánicos:

- Aireadores mecánicos de superficie
- Rotores o cepillos
- Aireadoras sumergibles
- Turbinas
- Otros

En este proyecto se ha seleccionado el uso de aireación mediante difusores de burbuja fina.



Imagen 13. Difusor de disco de burbuja fina. Fuente: www.europelec.com

4.3. FILTRACIÓN Y DESINFECCIÓN

Este es el paso para la recuperación de aguas residuales, siendo un proceso de remoción final de sólidos en suspensión, utilizando un material filtrante, que busca alcanzar los requerimientos legales para la reutilización del agua regenerada.

En este proyecto se ha seleccionado para este fin la filtración a través de arena. Este es un método que se utiliza con frecuencia y consiste en una capa de arenas de distinto tamaño y gravedad específica. El agua se inyecta en la parte superior del filtro y al descender los sólidos en suspensión son retenidos por la arena, quedando el producto final en el fondo del filtro libre de estas partículas y su DBO asociada.

Cabe anotar que con el paso del tiempo los filtros se colmatan. Cuando esto sucede la dirección del flujo debe invertirse para limpiar el material. Para el diseño de este lavado es necesario tener en cuenta el volumen del filtro, la presión del flujo y el tiempo.

Como mecanismo de desinfección se ha seleccionado para este proyecto la desinfección por medio de radiación ultravioleta que consiste en la utilización de la energía electromagnética cuya longitud de onda está comprendida aproximadamente entre los 400 nm y los 15 nm, para eliminar las bacterias y virus remanentes en el agua de salida alterando su material genético e impidiendo así su reproducción.

Así, se instalarán a la salida de cada E.R.A.R. lámparas capaces de emitir este tipo de radiación. Es importante que el efluente esté libre de partículas sólidas ya que estas pueden generar sombras y proteger a los microorganismos que se busca eliminar.

4.4. TRATAMIENTO DE FANGOS

El primer proceso en el tratamiento de fangos es llevado a cabo por un espesador. Este elemento consiste es utilizado en las plantas de depuración y regeneración de aguas residuales para aumentar la concentración de los fangos, que en el caso de este proyecto provendrán exclusivamente de la purga del decantador secundario, y asimismo reducir su volumen para facilitar las posteriores labores de estabilización.¹²

Al llegar al espesador, los sólidos y la materia orgánica en suspensión de los fangos a tratar se depositan en el fondo de la unidad, donde caen a un pozo de evacuación, y el agua clarificada rebosa por la parte superior.

En el mercado se encuentran comúnmente espesadores por gravedad y espesadores por flotación. Teniendo en cuenta el tamaño de la planta y las características de los fangos a tratar en este proyecto, se ha seleccionado el espesado por gravedad, idóneo para fangos de estaciones de depuración de aguas residuales urbanas de poca envergadura.

A la hora de dimensionar un espesador es necesario tener en cuenta la carga hidráulica y de sólidos que éste podrá soportar. Según el tipo de fangos, los valores de estos parámetros se seleccionan con la ayuda de la siguiente tabla:

TIPO DE FANGOS	Carga Sólidos Kg/m ² *d	Carga Hidráulica m ³ /m ² *h
Primarios	80 – 120	0,6 – 1,0
Biológicos	20 – 40	0,20 – 0,40
Mixtos	30 – 50	0,40 – 0,70
Oxidación Total	20 – 35	0,20 – 0,40

Tabla 8. Rangos de Carga de Sólidos y Carga Hidráulica para cada tipo de fangos.

Fuente: Tecnologías para las Sostenibilidad. Procesos y operaciones unitarias en depuración de aguas residuales. Juan Antonio Sainz Sastre.

En este proyecto se determinarán las dimensiones del equipo a partir de la cara de sólidos (CS) ya que con este parámetro se obtiene la superficie más desfavorable.

El primer parámetro a calcular es la superficie del espesador:

$$S(m^2) = \frac{A(Kg/d)}{CH(Kg/m^2 * d)}$$

Ecuación 18. Cálculo de superficie de espesador.

Donde,

S: Superficie, m²

A: Generación diaria de sólidos, Kg/d

CS: Carga de sólidos, Kg/m² *d

El volumen del equipo se determina con la siguiente ecuación:

$$V(m^3) = Q(m^3/h) * Tr(h)$$

Ecuación 19. Cálculo de volumen de espesador.

Donde,

V: Volumen, m³

Q: Caudal, m³/h

Tr: Tiempo de retención, h

Por último, se obtiene la altura del espesador:

$$H(m) = \frac{V(m^3)}{S(m^2)}$$

Ecuación 20. Cálculo de altura de espesador.

Donde,

H: Altura, m

V: Volumen, m³

S: Superficie, m²

El segundo proceso el tratamiento de fangos es la estabilización. Para este proyecto, debido al tamaño de las plantas, se ha seleccionado la digestión aerobia de fangos la cual se basa en el mismo principio de funcionamiento que el tratamiento de aguas por oxidación total. Se trata entonces de procesos realizados por microorganismos que, en presencia de oxígeno actúan sobre la materia orgánica obteniendo la degradación de la misma. Aunque los fangos procedentes de la oxidación total están muy mineralizados, se llevan a estabilización con el fin de reducirlos a un mínimo y evitar problemas en caso que el biológico no funcione adecuadamente.

El procedimiento comienza por la introducción de fangos en una balsa de aireación donde son aireados mediante turbinas o difusores durante un tiempo suficiente para que se produzca la degradación de la materia orgánica presente. En esta fase del proceso, debido a la ausencia de sustrato, los microorganismos se encuentran en fase endógena de crecimiento, es decir consumen su propio protoplasma.

Al ser alto el consumo energético de este tipo de tratamiento, éste se utiliza únicamente en plantas de tratamiento de aguas residuales urbanas de pequeña envergadura (máximo 20.000 habitantes).

Para dimensionar un digestor aerobio es necesario tener en cuenta el caudal de fangos que entrará diariamente a la unidad de tratamiento. Este valor se calcula a partir de la purga de fangos del decantador secundario, teniendo en cuenta que en el espesador se eliminará un 40% de la materia orgánica presente en estos fangos.

El siguiente parámetro a establecer es el tiempo de retención, que para fangos mixtos es de 15 a 20 días, y para fangos secundarios es de 10 a 15 días.

Ya con estos valores establecidos, el volumen del reactor se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$V (m^3) = Q \left(m^3/d \right) * Tr (d)$$

Ecuación 21. Cálculo de volumen de digestor aerobio.

Donde,

V: Volumen del digestor, m³

Q: Caudal de entrada de fangos, m³/d

Tr: Tiempo de retención, d

Después de pasar por los procesos de espesado y estabilización aerobia es necesario someter los fangos a un proceso de deshidratación para efectuar su evacuación de la depuradora y posterior transporte en fase sólida. Teniendo en cuenta la cantidad reducida que se producirá en las plantas aquí diseñadas, se ha seleccionado el método de eras de secado para este fin.

Las eras de secado son idóneas para la deshidratación de fangos urbanos de plantas de tratamiento que tengan como límite 12.000 habitantes ya que a partir de este tamaño su operación se convierte insostenible debido a los altos costes de mano de obra y a la ocupación de grandes superficies de terreno.

Una era de secado consiste en un lecho de material filtrante, comúnmente arenas, con tuberías de desagüe dispuestas en su fondo, sobre el cual se vierte el fango que se deshidrata gracias a la filtración del agua a través del lecho filtrante y a la evaporación del agua, que depende de la acción del sol. El tiempo de residencia oscila normalmente entre 18 y 20 días dependiendo de la radiación solar en el punto de localización de la planta.



Imagen 14. Eras de secado de lodos de depuración en Ghana. Fuente: www.cipotato.org

Para el dimensionamiento de las eras de secado se tomará como base el mismo caudal de entrada de fangos que se tuvo en cuenta para el digestor aerobio.

A partir de este valor y estableciendo un espesor para la capa de fangos a aplicar sobre las eras y su respectivo tiempo de secado, se calcula la superficie necesaria con la siguiente ecuación:

Ecuación 22. Cálculo de superficie de eras de secado.

Donde,

S: Superficie total de secado, m^2

Q: Caudal de entrada de fangos, m^3/d

T_{secado} : Tiempo estimado de secado, d

E_{fangos} : Espesor de la capa de fangos, m

Conociendo este valor de superficie total se establece una superficie estándar para las eras de secado a instalar. Así, con la siguiente ecuación es posible determinar el número de eras necesarias:

$$N^{\circ} \text{ de eras} = \frac{S (m^2)}{A (m) * L (m)}$$

Ecuación 23. Cálculo de número de eras de secado.

Donde,

A: Ancho de una era, m

L: Largo de una era, m

S: Superficie total de secado, m²

A este valor se pueden sumar una o dos eras más que se dejan disponibles para rotación por limpieza y mantenimiento.

5. CÁLCULOS DE DIMENSIONAMIENTO

A continuación se detallan los cálculos realizados para el diseño de cada E.R.A.R.

Es importante anotar que los valores finales han sido redondeados al número entero más cercano, obviando sus decimales, ya que se considera que para este tipo de procesos tal precisión no es necesaria.

5.1. DIMENSIONAMIENTO E.R.A.R. ZAHARA DE LOS ATUNES-ATLAN TERRA

5.1.1. PRETRATAMIENTO

- **Pozo de Gruesos**

En el diseño del pozo de la planta de Zahara-Atlanterra, utilizando la ecuación 1, la superficie teórica es:

$$Sh = \frac{240 \frac{m^3}{h}}{1 \frac{m^3}{m^2 * min} * 60 \frac{min}{h}} = 4m^2$$

Utilizando la ecuación 2, el volumen es:

$$Vol = \frac{240m^3/h * 2min}{60 \frac{min}{h}} = 8m^3$$

Utilizando la ecuación 3 es, la altura es:

$$Altura = \frac{8m^3}{4m^2} = 2m$$

Fijando el ancho teórico en 3m, de acuerdo con el pozo de bombeo, y utilizando la ecuación 4, la longitud teórica del pozo de gruesos será:

$$L \text{ teórica} = \frac{4m^2}{3m} = 1,3m$$

Siendo la longitud real de 3 m para que se permita la sedimentación en el mismo.

Los valores de diseño están calculados para una carga hidráulica de $1 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{min}$ y un tiempo de retención de 2 minutos.

- **Rejas**

A caudal y velocidad media, utilizando la ecuación 5 con los siguientes valores:

- Caudal medio: $125 \text{ m}^3/\text{h}$; $0,035 \text{ m}^3/\text{s}$
- Velocidad media de paso a través de la reja: $0,8 \text{ m/s}$
- Luz o separación entre barrotes = 20 mm
- Espesor de los barrotes = 8 mm
- Coeficiente de colmatación, tanto por uno = $0,7$

La superficie de rejas es:

$$S = \frac{0,035 \text{ m}^3}{0,8 \text{ m/s}} * \frac{20 \text{ mm} + 8 \text{ mm}}{20 \text{ mm}} * \frac{1}{0,7} = 0,09 \text{ m}^2$$

A caudal y velocidad máxima, utilizando también la ecuación 5 y aplicando los siguientes valores:

- Caudal máximo: $240 \text{ m}^3/\text{h}$; $0,067 \text{ m}^3/\text{s}$
- Velocidad máxima de paso a través de la reja: $1,2 \text{ m/s}$
- Luz o separación entre barrotes = 20 mm
- Espesor de los barrotes = 8 mm
- Coeficiente de colmatación, tanto por uno = $0,7$

La superficie de rejas es:

$$S = \frac{0,067 \text{ m}^3 / \text{s}}{1,2 \text{ m/s}} * \frac{20 \text{ mm} + 8 \text{ mm}}{20 \text{ mm}} * \frac{1}{0,7} = 0,11 \text{ m}^2$$

Habiendo realizado los cálculos para ambas situaciones (caudal y velocidad media, caudal y velocidad máxima) se selecciona la condición más desfavorable: la superficie a caudal máximo. El número de rejas a instalar en la planta son 2, más una manual de reserva., obteniéndose una superficie por reja de $0,06 \text{ m}^2$.

Seleccionando como parámetro de diseño la superficie calculada a caudal y velocidad máximas y habiendo estimado que $D = 1.4 B$, siendo B= ancho (m), D= alto (m) se obtiene lo siguiente:

$$\text{Ancho} = \sqrt{\frac{0,06 \text{ m}^2}{1.4}} = 0,2 \text{ m}$$

$$Alto = 1,4 * 0,2m = 0,28m$$

Como el ancho resulta inferior a 0,3m se instalarán rejas de tipo circular.

- **Pozo de Bombeo**

Al ser el caudal máximo 240m³/h, se colocarán 5 bombas de 60 m³/h de caudal. El diámetro de la bomba será de 0,35 m y el espacio entre cada una de ellas 0,5 m.

Por tanto el ancho del pozo se calcula así:

$$Ancho = 0,35m * 3 bombas + 0,5m * 4 espacios = 3m$$

El largo del pozo es:

$$Largo = 0,35m * 2 bombas + 0,5m * 3 espacios = 2,2m$$

En verano operarán 4 bombas a caudal máximo y 2 a caudal medio. En invierno operarán 2 bombas a caudal máximo y 1 a caudal medio. Además, se instalará una bomba adicional de reserva, resultando en un total de 5 bombas.

- **Tamices**

Diseño Invierno:

$$DBO salida tamiz = DBO entrada tamiz * 0,85 = 300ppm * 0,85 = 255ppm$$

$$DBO = \frac{255ppm * 1250 \frac{m^3}{día} * 1000 L/m^3}{1000000 mg/kg} = 319 kg/d$$

$$SS salida tamiz = SS entrada tamiz * 0,75 = 360ppm * 0,75 = 270ppm$$

$$SS = \frac{270ppm * 1250 \frac{m^3}{día} * 1000 L/m^3}{1000000 mg/kg} = 338 kg/d$$

Diseño Verano:

$$DBO \text{ salida tamiz} = DBO \text{ entrada tamiz} * 0,85 = 300\text{ppm} * 0,85 = 255\text{ppm}$$

$$DBO = \frac{255\text{ppm} * 3000 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 1000\text{L}/\text{m}^3}{1000000\text{mg}/\text{kg}} = 765 \text{ kg/d}$$

$$SS \text{ salida tamiz} = SS \text{ entrada tamiz} * 0,75 = 360\text{ppm} * 0,75 = 270\text{ppm}$$

$$SS = \frac{270\text{ppm} * 3000 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 1000 \text{ l}/\text{m}^3}{1000000 \text{ mg}/\text{kg}} = 810 \text{ kg/d}$$

Se instalará una unidad de tamiz filtrorrotor más 1 de reserva del modelo GF-63120, con capacidad para tratar un caudal de 273 m³/h.

5.1.2. TRATAMIENTO BIOLÓGICO

La E.R.A.R. de Zahara de los Atunes-Atlanterra, debido a su variabilidad estacional, será diseñada teniendo en cuenta dos líneas de tratamiento. En invierno, cuando la población es de 5.000 habitantes equivalentes, funcionará una sola línea de tratamiento. En verano, cuando la población aumenta hasta 12.000 habitantes equivalentes, la planta funcionará con las dos líneas de tratamiento.

El reactor biológico constará de un único reactor o balsa biológica, que servirá para las dos situaciones descritas anteriormente, tanto en verano como en invierno, cambiando una serie de parámetros que se detallarán a continuación.

Los kilos de DBO que entran en el reactor biológico dependen de lo anteriormente eliminado en el tamiz, obteniendo los siguientes valores:

	VERANO	INVIERNO	
SS	810	338	Kg SS/d
DBO	765	319	Kg DBO/d

Partiendo de estos datos y de los parámetros iniciales, se han realizado los siguientes cálculos para el diseño del tratamiento biológico.

- **Rendimiento**

$$R = \frac{DBO\ entrada - DBO\ salida}{DBO\ entrada} * 100$$

Siendo R el rendimiento en porcentaje. Así,

$$R = \frac{255 - 25}{255} * 100 = 90\%$$

Aún obteniendo un rendimiento del 90%, al tener la necesidad de nitrificar y desnitrificar para una posterior reutilización, se utilizará una Carga Másica de 0,15 en verano y por tanto, según la siguiente tabla, se obtendría un rendimiento del 92,5%.

En invierno, la Carga Másica será reducida a 0,1, por lo que el rendimiento será del 93%.

- **Carga másica**

En función del rendimiento del proceso, a partir de la tabla 6, se tiene:

- CM verano: 0,15 kg DBO/d/kg MLSS
- CM invierno: 0,1 kg DBO/d/kg MLSS

- **Volumen**

Utilizando la ecuación 8 para determinar el volumen del reactor, se obtiene:

$$V\ verano = \frac{765}{0,15 * 5,2} = 981m^3$$

$$V\ invierno = \frac{319}{0,1 * X} = 981m^3$$

Al ser el volumen en verano el más desfavorable, es decir, el mayor, se fijará este y en invierno cambiarán la concentración de MLSS en el reactor para mantener el volumen constante. Para que el volumen en invierno sea igual, la concentración de MLSS ha de ser 3,2 Kg/m³.

- **Tiempo de Residencia Hidráulico**

Utilizando la ecuación 9, se obtienen los siguientes valores:

$$Tr \text{ verano} = \frac{981}{110} = 8,9 \text{ h}$$

$$Tr \text{ invierno} = \frac{981}{52} = 18,8 \text{ h}$$

- **Carga Volumétrica**

La carga volumétrica se determina con la ecuación 7:

$$CV \text{ verano} = \frac{765}{981} = 0,77 \frac{Kg}{m^3 * d}$$

$$CV \text{ invierno} = \frac{319}{981} = 0,32 \frac{Kg}{m^3 * d}$$

- **Necesidades de Oxígeno**

Utilizando la ecuación 11, con los valores de a y b establecidos por la tabla 7, se obtienen los siguientes valores para las necesidades de oxígeno:

$$OR \text{ verano} = 0,621 \times 765 \frac{92,5}{100} * 1,2 + 0,079 \times 5100 + 4,57 \times 162 = 1687 \text{ Kg/d}$$

$$OR \text{ invierno} = 0,652 \times 319 \frac{93}{100} * 1,2 + 0,066 \times 3187 + 4,57 \times 70 = 825 \text{ Kg/d}$$

- **Producción de Fangos**

Con ayuda de la ecuación 12, el exceso de fangos resulta en:

$$AS \text{ verano} = 1,2 * 765 * 0,15^{0,23} + 765 * \left(1,2 - \frac{810}{765}\right) = 723 \text{ Kg M.Seca/d}$$

$$AS \text{ invierno} = 1,2 * 319 * 0,1^{0,23} + 319 * \left(1,2 - \frac{338}{319}\right) = 280 \text{ Kg M.Seca/d}$$

El caudal de purga de fangos, calculado a partir de la ecuación 13 es:

$$Q_{\text{purga verano}} = \frac{723 * 100}{0,6 * 1000} = 120 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{\text{purga invierno}} = \frac{280 * 100}{0,6 * 1000} = 47 \text{ m}^3/\text{d}$$

El caudal a recircular se calcula con la ecuación 14, resultando:

$$Q_{\text{rec verano}} = \frac{240 * 5,2}{6 - 5,2} = 1560 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{rec invierno}} = \frac{110 * 3,2}{6 - 3,2} = 130 \text{ m}^3/\text{h}$$

5.1.3. TRATAMIENTO DE FANGOS

Situación verano:

A partir de la ecuación 18, la superficie del espesador es:

$$S = \frac{723 \text{ Kg}/\text{d}}{35 \text{ Kg}/\text{m}^2 * \text{d}} = 21 \text{ m}^2$$

Teniendo en cuenta que en este caso se construirá una depuradora compacta donde todos los equipos deben tener la misma altura, el volumen del reactor no se calculará con la ecuación 19, sino que se establecerá a partir de la superficie calculada y la altura de todos los equipos de la depuradora; 4 metros.

$$V = 21 \text{ m}^2 * 4 \text{ m} = 84 \text{ m}^3$$

El tiempo de retención será para este caso de 30 horas.

El caudal diario de entrada de fangos al digestor aerobio será de $18 \text{ m}^3/\text{d}$ y el tiempo de retención, teniendo en cuenta que se trata de lodos de carácter secundario, se establecerá en 10 días.

Así, haciendo uso de la ecuación 21, el volumen del digestor es:

$$V = 18 \text{ m}^3/\text{d} * 10 \text{ d} = 180 \text{ m}^3$$

Situación invierno:

A partir de la ecuación 18, se obtiene:

$$S = \frac{280 \text{ Kg/d}}{35 \text{ Kg/m}^2 * d} = 8 \text{ m}^2$$

Teniendo en cuenta que en este caso se construirá una depuradora compacta donde todos los equipos deben tener la misma altura, el volumen del reactor no se calculará con la ecuación 19, sino que se establecerá a partir de la superficie calculada y la altura de todos los equipos de la depuradora; 4 metros.

$$V = 8 \text{ m}^2 * 4 \text{ m} = 32 \text{ m}^3$$

Al ser el volumen más desfavorable aquel de la situación de verano, el valor calculado para invierno no se tendrá en cuenta. Sin embargo, es necesario aclarar que en invierno el tiempo de retención será de 24 horas.

El caudal diario de entrada de fangos al digestor será de 7 m^3 y el tiempo de retención, teniendo en cuenta que se trata de lodos de carácter secundario, se establecerá en 10 días.

Así, haciendo uso de la ecuación 21, el volumen del digestor es:

$$V = 7 \text{ m}^3/d * 10d = 70 \text{ m}^3$$

La altura de este reactor será igual al resto de unidades de tratamiento de la planta compacta, es decir 4 metros.

- **Eras de Secado**

Se instalará el número de eras correspondiente al caudal de verano siendo esta situación la más desfavorable.

Utilizando las ecuaciones 22 y 23 el número de eras necesario es:

$$S = \frac{18 \text{ m}^3/d * 15d}{0,4 \text{ m}} = 753 \text{ m}^2$$
$$N^{\circ} \text{ de eras} = \frac{677 \text{ m}^2}{6 \text{ m} * 12 \text{ m}} = 9 \text{ eras}$$

Teniendo en cuenta la alta radiación y por ende la alta tasa de evapotranspiración que se presenta en esta región en verano, se instalaran 8 eras en dos filas de 4 unidades. En invierno se

prevé que queden libres 2 de ellas aplicando una capa con un espesor de 0,3 metros y un tiempo de secado de 20 días, así pues las labores de limpieza y mantenimiento se podrán realizar una vez finalice la temporada alta de verano.

5.2. DIMENSIONAMIENTO E.R.A.R. MEDINA DE RIOSECO

5.2.1. PRETRATAMIENTO

- **Pozo de Gruesos**

El pozo de gruesos de la planta de Medina de Rioseco adquiere los siguientes valores utilizando la ecuación 1:

$$Sh = \frac{199 \frac{m^3}{h}}{1 \frac{m^3}{m^2 * min} * 60 \frac{min}{h}} = 3m^2$$

Utilizando la ecuación 2, el volumen es:

$$Vol = \frac{199m^3/h * 2min}{60 \frac{min}{h}} = 7m^3$$

Y con ayuda de la ecuación 3, se halla la siguiente altura:

$$Altura = \frac{7m^3}{3m^2} = 2m$$

El ancho teórico se fijará en 3m, de acuerdo con el pozo de bombeo.

Haciendo uso de la ecuación 4, la longitud teórica es:

$$L \text{ teórica} = \frac{3m^2}{3m} = 1m$$

Siendo la longitud real del pozo de gruesos de 3m para que se permita la sedimentación en el mismo.

Los valores de diseño están calculados para una carga hidráulica de $1 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{min}$ y un tiempo de retención de 2 minutos.

- **Rejas**

A caudal y velocidad media, haciendo uso de los siguientes valores, y utilizando la ecuación 5, la superficie de las rejas es:

Caudal medio: $102 \text{ m}^3/\text{h}$; $0,028 \text{ m}^3/\text{s}$

Velocidad media de paso a través de la reja: $0,8 \text{ m/s}$

L: luz o separación entre barrotes = 20 mm

E: espesor de los barrotes = 8 mm

C: coeficiente de colmatación, tanto por uno = 0,7

$$S = \frac{0,028 \text{ m}^3}{0,8 \text{ m/s}} * \frac{20 \text{ mm} + 8 \text{ mm}}{20 \text{ mm}} * \frac{1}{0,7} = 0,07 \text{ m}^2$$

A caudal y velocidad máxima, haciendo uso de los siguientes valores, y utilizando la ecuación 5, la superficie de las rejas es:

Caudal máximo: $199 \text{ m}^3/\text{h}$; $0,055 \text{ m}^3/\text{s}$

Velocidad máxima de paso a través de la reja: $1,2 \text{ m/s}$

L: luz o separación entre barrotes = 20 mm

E: espesor de los barrotes = 8 mm

C: coeficiente de colmatación, tanto por uno = 0,7

$$S = \frac{0,055 \text{ m}^3}{1,2 \text{ m/s}} * \frac{20 \text{ mm} + 8 \text{ mm}}{20 \text{ mm}} * \frac{1}{0,7} = 0,09 \text{ m}^2$$

Se selecciona entonces para el diseño la condición más desfavorable: la superficie a caudal máximo. El número de rejas a instalar en la planta es de 1 unidad más otra de reserva.

Seleccionando como parámetro de diseño la superficie calculada a caudal y velocidad máxima y habiendo estimado que $D = 1.4 B$, siendo B= ancho (m), D= alto(m) se obtiene lo siguiente:

$$\text{Ancho} = \sqrt{\frac{0,09\text{m}^2}{1,4}} = 0,24\text{m}$$

$$\text{Alto} = 1,4 * 0,24\text{m} = 0,34\text{m}$$

- **Pozo de Bombeo**

Se tiene un caudal máximo de 199m³/h por lo que se colocarán 3 bombas con capacidad de 100m³/h cada una.

El diámetro de las bombas es de 0,35m y el espacio entre ellas es de 0,5m. Por lo tanto, el ancho del pozo se calcula así:

$$\text{Ancho} = 0,35\text{m} * 3 \text{ bombas} + 0,5\text{m} * 4 \text{ espacios} = 3\text{m}$$

El largo del pozo es:

$$\text{Largo} = 0,35\text{m} + 0,5\text{m} * 2 \text{ espacios} = 1,4\text{m}$$

Se colocarán entonces 3 bombas sumergibles. En condiciones de caudal medio sólo operará una y en condiciones de caudal máximo operarán dos. La tercera bomba servirá de reserva.

- **Tamices**

$$\text{DBO salida tamiz} = \text{DBO entrada tamiz} * 0,85 = 375\text{ppm} * 0,85 = 319\text{ppm}$$

$$\text{DBO} = \frac{319\text{ppm} * 2240 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 1000 \text{ L/m}^3}{1000000 \text{ mg/kg}} = 777 \text{ kg/d}$$

$$\text{SS salida tamiz} = \text{SS entrada tamiz} * 0,75 = 450\text{ppm} * 0,75 = 338\text{ppm}$$

$$\text{SS} = \frac{338\text{ppm} * 2240 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 1000 \text{ L/m}^3}{1000000 \text{ mg/kg}} = 824 \text{ kg/d}$$

Se instalarán una unidades de tamiz filtrorrotor modelo GF-63120 para un caudal a tratar de 273m³/h. Se tendrá también uno de repuesto.

5.2.2. TRATAMIENTO BIOLÓGICO

Como se explicó anteriormente, los kilos de DBO que entran en el reactor biológico dependen de lo anteriormente eliminado en el tamiz. Así, el total de sólidos en suspensión y DBO que entra al reactor es:

- SS= 834 kg/d
- DBO= 778 kg/d

Partiendo de estos datos y de los parámetros iniciales, se han realizado los siguientes cálculos para el diseño del tratamiento biológico:

- **Rendimiento**

$$R = \frac{\text{DBO entrada} - \text{DBO salida}}{\text{DBO entrada}} * 100$$

Siendo R, Rendimiento (%)

$$R = \frac{319 - 25}{319} * 100 = 93\%$$

- **Carga másica**

De acuerdo con los valores de la tabla 6, la CM correspondiente al proceso de esta planta es de 0,1kg DBO/d/kg MLSS.

- **Volumen**

Utilizando la ecuación 8 para determinar el volumen del reactor, se obtiene:

$$V = \frac{778}{0,1 * 4,75} = 1637m^3$$

- **Tiempo de Residencia Hidráulico**

Aplicando la ecuación 9, se obtiene:

$$Tr = \frac{1637 \text{ m}^3}{102 \text{ m}^3/\text{h}} = 16,1 \text{ h}$$

- **Carga Volumétrica**

Este valor se determina con la ecuación 7:

$$CV = \frac{778 \text{ kg/d}}{1637 \text{ m}^3} = 0,47 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3 * \text{d}}$$

- **Necesidades de Oxígeno**

Utilizando la ecuación 11, y los valores para a y b encontrados en la tabla 7, se obtienen el siguiente valore para las necesidades de oxígeno:

$$OR = 0,652 \times 778 \frac{93}{100} * 1,2 + 0,066 \times 7778 + 4,57 \times 170 = 1643 \text{ kg/d}$$

- **Producción de Fangos**

El exceso de fangos se ha calculado aplicando la ecuación 12:

$$AS = 1,2 * 778 * 0,2^{0,23} + 778 * \left(1,2 - \frac{824}{778}\right) = 684 \text{ Kg M. Seca/día}$$

El caudal de purga de fangos, calculado a partir de la ecuación 13 es:

$$Q \text{ purga} = \frac{684 * 100}{0,6 * 1000} = 114 \text{ m}^3/\text{d}$$

5.2.3. TRATAMIENTO DE FANGOS

A partir de la ecuación 18 se obtiene:

$$S = \frac{684 \text{ Kg/d}}{35 \text{ Kg/m}^2 * \text{d}} = 20 \text{ m}^2$$

Teniendo en cuenta que en este caso se construirá una depuradora compacta donde todos los equipos deben tener la misma altura, el volumen del reactor no se calculará con la ecuación 19, sino que se establecerá a partir de la superficie calculada y la altura de todos los equipos de la depuradora; 4 metros.

$$V = 20 \text{ m}^2 * 4 \text{ m} = 80 \text{ m}^3$$

El tiempo de retención para este caso será de 30 horas.

El caudal diario de entrada de fangos al digestor será de 17 m^3 y el tiempo de retención, teniendo en cuenta que se trata de lodos de carácter secundario, se establecerá en 10 días.

Así, haciendo uso de la ecuación 21 el volumen del digestor es:

$$V = 17 \text{ m}^3/d * 10d = 170 \text{ m}^3$$

La altura de este reactor será igual al resto de unidades de tratamiento de la planta compacta, es decir 4 metros.

Utilizando las ecuaciones 22 y 23, el número de eras de secado necesario es:

$$S (\text{m}^2) = \frac{17 \text{ m}^3/d * 20 d}{0,35 \text{ m}} = 977 \text{ m}^2$$

$$N^{\circ} \text{ de eras} = \frac{977 \text{ m}^2}{6 \text{ m} * 12 \text{ m}} = 14 \text{ eras}$$

Se instalarán 14 eras en dos filas de 7 unidades.

5.3. DIMENSIONAMIENTO E.R.A.R. PIVIJAY

5.3.1. PRETRATAMIENTO

- **Pozo de Gruesos**

Utilizando la ecuación 1, la superficie del pozo de gruesos de la planta de Pivijay resulta:

$$Sh = \frac{146 \frac{m^3}{h}}{1 \frac{m^3}{m^2 * min} * 60 \frac{min}{h}} = 2m^2$$

Utilizando la ecuación 2, el volumen es:

$$Vol = \frac{146m^3/h * 2min}{60 \frac{min}{h}} = 5m^3$$

Utilizando la ecuación 3 es, el valor aproximado de la altura es:

$$Altura = \frac{5m^3}{2m^2} = 2m$$

Fijando el ancho teórico en 3m, de acuerdo con el pozo de bombeo, y utilizando la ecuación 4, la longitud teórica del pozo de gruesos será:

$$L \text{ teórica} = \frac{2m^2}{3m} = 0,8m$$

Sin embargo, la longitud real de este pozo será de 3m para facilitar el proceso de sedimentación en el mismo.

Los valores de diseño están calculados para una carga hidráulica de $1 \text{ m}^3/\text{m}^2*\text{min}$ y un tiempo de retención de 2 minutos.

- **Rejas**

Aplicando la ecuación 5 a caudal y velocidad media, utilizando los siguientes valores, la superficie de rejas para esta planta resulta:

- Caudal medio: $72\text{m}^3/\text{h}$; $0,020\text{m}^3/\text{s}$
- Velocidad media de paso a través de la reja: $0,8\text{m}/\text{s}$
- L: luz o separación entre barrotes = 20mm
- E: espesor de los barrotes = 8mm
- C: coeficiente de colmatación, tanto por uno = $0,7$

$$S = \frac{0,020\text{m}^3}{0,8\text{m}/\text{s}} * \frac{20\text{mm} + 8\text{mm}}{20\text{mm}} * \frac{1}{0,7} = 0,05\text{m}^2$$

Por otro lado, a caudal y velocidad media y realizando la misma operación, la superficie del pozo es:

- Caudal máximo: $146 \text{ m}^3/\text{h}$; $0,041 \text{ m}^3/\text{s}$
- Velocidad máxima de paso a través de la reja: $1,2 \text{ m/s}$
- L: luz o separación entre barrotes = 20mm
- E: espesor de los barrotes = 8mm
- C: coeficiente de colmatación, tanto por uno = $0,7$

$$S = \frac{0,041\text{m}^3}{0,8\text{m/s}} * \frac{20\text{mm} + 8\text{mm}}{20\text{mm}} * \frac{1}{0,7} = 0,07\text{m}^2$$

Realizado los cálculos para ambas situaciones, se selecciona la condición más desfavorable, que es la superficie a caudal máximo. Se instalará una reja, más otra manual de reserva.

Seleccionando como parámetro de diseño la superficie calculada a caudal y velocidad máximas y habiendo estimado que $D = 1,4 B$, siendo $B = \text{ancho(m)}$, $D = \text{alto(m)}$ se obtiene lo siguiente:

$$\text{Ancho} = \sqrt{\frac{0,07\text{m}^2}{1,4}} = 0,23\text{m}$$

$$\text{Alto} = 1,4 * 0,23\text{m} = 0,313\text{m}$$

Al ser la anchura inferior a $0,35\text{m}$, se instalará una reja de superficie curva.

• Pozo de Bombeo

Se tiene un caudal máximo de $146\text{m}^3/\text{h}$, por ende se colocarán 3 bombas de $75 \text{ m}^3/\text{h}$ de capacidad de caudal cada una.

El diámetro de cada bomba es de $0,35 \text{ m}$ y el espacio entre ellas será de $0,5\text{m}$. Por lo tanto, el ancho del pozo de bombeo es:

$$\text{Ancho} = 0,35\text{m} * 3 \text{ bombas} + 0,5\text{m} * 4 \text{ espacios} = 3\text{m}$$

Y el largo del pozo es:

$$\text{Largo} = 0,35\text{m} + 0,5\text{m} * 2 \text{ espacios} = 1,4\text{m}$$

Operarán entonces dos bombas a caudal máximo y tan solo una a caudal medio. La tercera bomba será de reserva.

- **Tamices**

$$\text{DBO salida tamiz} = \text{DBO entrada tamiz} * 0,85 = 433\text{ppm} * 0,85 = 368\text{ppm}$$

$$\text{DBO} = \frac{368\text{ppm} * 1725 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 1000 \text{ L/m}^3}{1000000 \text{ mg/kg}} = 635 \text{ kg/d}$$

$$\text{SS salida tamiz} = \text{SS entrada tamiz} * 0,75 = 533\text{ppm} * 0,75 = 400\text{ppm}$$

$$\text{SS} = \frac{400\text{ppm} * 1725 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 1000 \text{ L/m}^3}{1000000 \text{ mg/kg}} = 690 \text{ kg/d}$$

Se instalará una unidad de tamiz filtrorrotor, guardando una más como reserva. El modelo elegido es el GF-63090 para un caudal a tratar de 205m³/h.

5.3.2. TRATAMIENTO BIOLÓGICO

Los kilos de DBO que entran en el reactor biológico dependen de lo anteriormente eliminado en el tamiz, como se explicó anteriormente. Por tanto, el total de sólidos en suspensión y DBO que entra en el reactor es:

- SS= 690 kg/d
- DBO= 635 kg/d

Partiendo de estos datos y de los parámetros iniciales, se han realizado los siguientes cálculos para el diseño del tratamiento biológico:

- **Rendimiento**

$$R = \frac{\text{DBO entrada} - \text{DBO salida}}{\text{DBO entrada}} * 100$$

$$R = \frac{368\text{ppm} - 25\text{ppm}}{368\text{ppm}} * 100 = 93\%$$

- **Carga másica**

De acuerdo con los valores de la tabla 6, la CM correspondiente al proceso de esta planta es 0,1 Kg DBO/d/Kg MLSS.

- **Volumen**

Utilizando la ecuación 8 para determinar el volumen del reactor, se obtiene:

$$V = \frac{635 \text{ kg/d}}{0,1 \frac{\text{kg}}{\text{d}} / \text{kg} * 4,8 \text{ kg/m}^3} = 1271 \text{ m}^3$$

- **Tiempo de Residencia Hidráulico**

Aplicando la ecuación 9, se obtiene:

$$Tr = \frac{1271 \text{ m}^3}{72 \text{ m}^3/\text{h}} = 17,7 \text{ h}$$

- **Carga Volumétrica**

Este valor se determina con la ecuación 7:

$$CV = \frac{635 \text{ kg/d}}{1271 \text{ m}^3} = 0,5 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3 * \text{d}}$$

- **Necesidades de Oxígeno**

Utilizando la ecuación 11, y los valores para a y b encontrados en la tabla 7, se obtienen el siguiente valor para las necesidades de oxígeno:

$$OR = 0,652 * 635 \frac{93}{100} * 1,2 + 0,666 * 6354 + 4,57 * 160 = 1616 \text{ kg/d}$$

- **Producción de Fangos**

El exceso de fangos se ha calculado aplicando la ecuación 12:

$$AS = 1,2 * 635 * 0,1^{0,23} + 635 * \left(1,2 - \frac{690}{635}\right) = 560 \text{ Kg M. Seca/día}$$

El caudal de purga de fangos, calculado a partir de la ecuación 13 es:

$$Q \text{ purga} = \frac{560 \text{ kg/d} * 100}{0,6 \text{ kg/m}^3 * 1000} = 93 \text{ m}^3/\text{d}$$

El caudal de fangos que debe ser recirculado se obtiene con la ecuación 14:

$$Q \text{ rec} = \frac{146 \text{ m}^3/\text{h} * 4,8 \text{ kg/m}^3}{0,6 \text{ kg/m}^3 - 4,8 \text{ kg/m}^3} = 950 \text{ m}^3/\text{h}$$

5.3.3. TRATAMIENTO DE FANGOS

A partir de la ecuación 18 se obtiene l superficie del espesador:

$$S = \frac{560 \text{ Kg/d}}{35 \text{ Kg/m}^2 * d} = 16 \text{ m}^2$$

Teniendo en cuenta que en este caso se construirá una depuradora compacta donde todos los equipos deben tener la misma altura, el volumen del reactor no se calculará con la ecuación 19, sino que se establecerá a partir de la superficie calculada y la altura de todos los equipos de la depuradora; 4 metros.

$$V = 16 \text{ m}^2 * 4 \text{ m} = 64 \text{ m}^3$$

El tiempo de retención para este caso será de 30 horas.

El caudal diario de entrada de fangos al digestor aerobio será de 14 m^3 y el tiempo de retención, teniendo en cuenta que se trata de lodos de carácter secundario, se establecerá en 10 días.

Así, haciendo uso de la ecuación 21, el volumen del digestor es:

$$V = 14 \text{ m}^3/\text{d} * 10 \text{ d} = 140 \text{ m}^3$$

La altura de este reactor será igual al resto de unidades de tratamiento de la planta compacta, es decir 4 metros.

Utilizando las ecuaciones 22 y 23, el número de eras de secado necesarias es:

$$S = \frac{14 \text{ m}^3/d * 15 d}{0,4 m} = 524m^2$$

$$N^{\circ} \text{ de eras} = \frac{524m^2}{6m * 12m} = 8 \text{ eras}$$

Se instalarán 8 eras en dos filas de 4 unidades.

6. RESUMEN DE RESULTADOS

6.1. RESUMEN E.R.A.R. ZAHARA DE LOS ATUNES-ATLANTERRA

i) Pozo de Gruesos

Caudal máximo	240	m ³ /h
Tiempo de residencia	2	min
Carga Hidráulica	1	m ³ /m ² *min
Volumen	8	m ³
Superficie	4	m ²
Altura	2	m
Ancho teórico	3	m
Largo teórico	1.3	m
Ancho real	3	m
Largo real	3	m

Tabla 9. Cálculo del pozo de gruesos para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

El ancho del pozo de gruesos se fija en función del pozo de bombeo, el cual viene fijado por el diámetro de las bombas y el espacio que se deja entre ellas, de tal manera que pueda llevarse a cabo el mantenimiento del mismo.

ii) Pozo de Bombeo

Número de bombas	5	
Caudal de cada bomba	60	m ³ /h
Diámetro bomba	0.35	m
Espacio entre bombas	0.5	m
Ancho pozo bombeo	3	m
Largo pozo bombeo	2.2	m

Tabla 10. Cálculo del pozo de bombeo para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

iii) Rejas

	12000 HABS	5000 HABS	
Q med	125	52	m ³ /h
Q max	240	110	m ³ /h
Q med	0.035	0.014	m ³ /s
Q max	0.067	0.031	m ³ /s
L	20	20	mm
V media	0.8	0.8	m/s
V máx	1.2	1.2	m/s
V del agua en el canal	0.4	0.4	m/s
C	0.7	0.7	
H	0.09	0.09	m
Ángulo	80	80	°
e	8	8	mm
Superficie med	0.09	0.04	m ²
Superficie máx	0.11	0.06	m ²

Tabla 11. Cálculo de las rejas para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

Se instalarán dos rejas automáticas, utilizando una en invierno y dos en verano, más una de repuesto de tipo manual.

	D=1,2B	D=1,5B	D=1,4B
B ancho (m)	0.22	0.19	0.20
D alto (m)	0.26	0.29	0.28

Tabla 12. Cálculo del ancho de rejas para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

Como el ancho es inferior a 0,3m, se instalarán las rejas de superficie curva.

iv) Tamiz

De acuerdo con los caudales de diseño se instalará una unidad de tamiz filtrorrotor, más uno de reserva. El modelo de tamiz será GF- 63120 para un caudal de hasta 273 m³/hora.

v) Tratamiento Biológico y Producción de Fangos

	VERANO	INVIERNO	
SS	810	338	Kg SS/d
DBO	765	319	Kg DBO/d
CM	0.15	0.1	Kg DBO/d / Kg MLSS
X	5.2	3.2	Kg MLSS/m ³
V	981	981	m ³
TR med	8.9	18.8	h
CV	0.78	0.32	Kg DBO/d / m ³
H	92.5	93	%
OR	1687	825	Kg/d
a	0.621	0.652	
b	0.079	0.066	
AS	723	280	Kg Materia Seca/d
Qpurga	120	47	m ³ /d
Qrec med	624	113	m ³ /h
Qrec max	1560	130	m ³ /h
X lodos	120	47	m ³ /día
Ln	166	84	Kg/d

Tabla 13. Cálculo del tratamiento biológico para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

Los resultados están calculados en base a un único reactor biológico para hallar el volumen más desfavorable. Para mantener el volumen constante se ha variado la concentración de biomasa en el reactor (X) así como la Carga Másica para que pueda darse el proceso de nitrificación-desnitrificación y por tanto también se han variado los rendimientos en función de la época del año en la que nos encontremos. A partir del volumen anteriormente calculado, se instalarán dos líneas de tratamiento de manera que cada una tenga un volumen de 440 m³.

vi) Decantador Secundario

Qmedio	52	m ³ /h
Qmaximo	110	m ³ /h
CH med	0.5	m ³ /m ² *h
CH max	1	m ³ /m ² *h
Tr med	3.5	h
Tr max	5	h
S med	104	m ²
S max	110	m ²
Vol max	385	m ³
Vol medio	260	m ³
Alt	3.7	m
Diámetro	12	m
D final	13	m

Tabla 14. Cálculo del decantador secundario para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

Se instalarán decantadores de 6m de diámetro para cada línea de tratamiento.

vii) Espesador y Digestor

	VERANO	INVIERNO
Fangos 2ario (Kg/día)	723	280
Q fangos 2ario (m ³ /día)	108	42
CM Carga sólidos (Kg/m ² día)	35	35
S (m ²)	21	8
T r (h)	30	24
Volumen (m ³)	84	42
Altura (m)	4	4

Tabla 15. Cálculo del espesador de fangos para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

Se instalará un espesador para cada línea de tratamiento.

Q fangos entran (m ³ /día)	18	7
T r digestor (días)	10	10
Vol digestor (m ³)	181	70
Altura (m)	4	4

Tabla 16. Cálculo del digestor aerobio para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

viii) Eras de Secado

Q fangos entran (m3/día)	18	7
Espesor capa fango (m)	0.4	0.3
Superficie diaria (m2)	45	22
Tiempo de secado fango (días)	15	18
Superficie total necesaria (m2)	677	396
Ancho era (m)	6	6
Largo era (m)	12	12
Superficie era (m2)	72	72
Número eras	9	5
Número final eras	8	8

Tabla 17. Cálculo del eras de secado para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

Se instalarán entonces dos filas de cuatro eras.

ix) Cámara de Almacenamiento y Filtros

CÁMARA DE ALMACENAMIENTO	VERANO	INVIERNO
Q max (m3/h)	240	120
Tiempo almacenamiento (h)	3	6
Vol. (m3)	720	720
h (m)	4	4
FILTROS VERTICALES		
Q (m3/h)	240	120
CH (m3/m2 h)	8	8
Vel. Agua (m3/m2 h)	20	20
Vel. Aire (m3/m2 h)	40	40
S (m2) necesaria	30	15
S máx (m2)	7	7
Diámetro (m)	6,2	4,4
S (m2) final por filtro	7	7
Diam final del filtro (m)	3	3
Num filtros	4	1
Num filtros (+ reserva)	5	2
Q agua lavado (m3/h)	600	120
V agua lavado (m3)	800	160

Tabla 18. Cálculo de cámara de almacenamiento y filtros verticales para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

Se diseña una única cámara de almacenamiento, por lo que se fija el volumen y se varía el tiempo de almacenamiento del agua en verano y en invierno.

x) Diseño de E.R.A.R. compacta de tipo circular

Las dos líneas de tratamiento se diseñarán formando una planta de tratamiento compacta de tipo circular. Como se ha dicho anteriormente las líneas funcionarán de la siguiente manera:

- En verano se utilizarán dos líneas de tratamiento que entre las dos sumarán una capacidad de tratamiento de:
 - Q medio: 126 m³/h
 - Caudal máximo: 240 m³/h

- En invierno se utilizará una única línea de tratamiento de manera que cubra unas necesidades de:
 - Caudal medio: 63 m³/h
 - Caudal máximo: 120 m²/h

	Volumen equipo (m ³)	% corona	Perímetro (m)
Decantador	384		
Oxidación Total (con nitrificación)	491	55	35.5
Espesador	42	5	3.0
Digestor	90	10	6.5
Cámara almacenamiento	329	37	23.8
Volumen total	1335.5	106	68.8

Tabla 19. Diseño para una línea de E.R.A.R. compacta Zahara-Atlánterra.

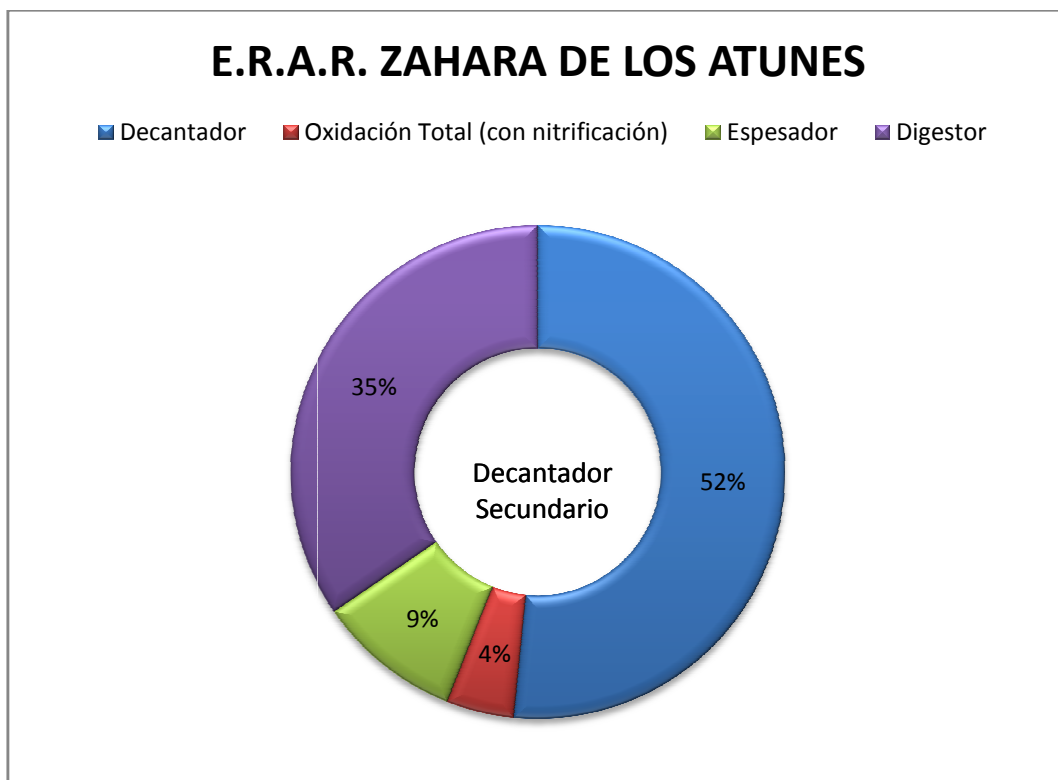


Gráfico 3. Diseño para una línea de E.R.A.R. compacta Zahara-Atlánterra.

Área total (m ²)	334
Diámetro Total (m)	21
Área corona (m ²)	224
Perímetro (m)	65
Diámetro Decantador (m)	13
Área Decantador (m ²)	110

Tabla 20. Dimensiones finales para una línea de E.R.A.R. compacta Zahara-Atlanterra.

Se colocarán en total dos líneas de tratamiento como la que se muestra en el gráfico 3. Cuando la población equivalente aumente se utilizarán ambas, cuando no, sólo una.

6.2. RESUMEN E.R.A.R. MEDINA DE RIOSECO

i) Pozo de Gruesos

Q máx	199	m ³ /h
Tr	2	min
CH	1	m ³ /m ² *min
Volumen	7	m ³
Superficie	3	m ²
h	2	m
Ancho teórico	3	m
Largo teórico	1	m
Ancho real	3	m
Largo real	3	m

Tabla 21. Cálculo de pozo de gruesos para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

El ancho del pozo de gruesos se fija en función del pozo de bombeo, el cual viene fijado por el diámetro de las bombas y el espacio que se deja entre ellas, de tal manera que pueda llevarse a cabo el mantenimiento del mismo.

ii) Pozo de Bombeo

Nº de bombas	3	
Caudal por bomba	100	m ³ /h
Diámetro	0.35	m
Espacio entre bombas	0.5	m
Ancho pozo bombeo	3	m
Largo pozo bombeo	1.5	m

Tabla 22. Cálculo de pozo de bombeo para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

iii) Rejas

Q med	102	m ³ /h
Q max	199	m ³ /h
Q med	0.028	m ³ /s
Q max	0.055	m ³ /s
L	20	mm
V media	0.8	m/s
V máx	1.2	m/s
V del agua en el canal	0.4	m/s
C	0.7	
H	0.09	m
Ángulo	80	°
e	8	mm
Superficie med	0.07	m ²
Superficie máx	0.09	m ²

Tabla 23. Cálculo de rejas para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

Se instalarán dos rejas automáticas, una de ellas de reserva.

	D=1,2B	D=1,5B	D=1,4B
B ancho (m)	0.20	0.18	0.18
D alto (m)	0.24	0.26	0.25

Tabla 24. Cálculo de ancho de rejas para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

Al ser el ancho inferior a 0,3 m, se instalarán las rejas de superficie curva.

iv) Tamiz

De acuerdo con los caudales de diseño se instalará una unidad de tamiz filtrorrotor, más uno de reserva. El modelo del tamiz será GF- 63120, para un caudal de hasta 273 m³/h.

v) Tratamiento Biológico y Producción de Fangos

SS	824	Kg SS/d
DBO	778	Kg DBO/d
CM	0.1	Kg DBO/d / Kg MLSS
X	4.75	Kg MLSS/m ³
Kg MLSS	7778	Kg MLSS
V	1637	m ³
TR med	16.1	h
CV	0.475	Kg DBO/d / m ³
η	93	%
OR	1763	Kg/d
a	0.652	
b	0.066	
AS	684	Kg M.Seca/d
Qpurga	114	m ³ /d
Qrec med	365	m ³ /h
Qrec max	722	m ³ /h
Salida DBO	25	ppm
X lodos	114	m ³ /día
Ln	170	Kg/d

Tabla 25. Cálculo de tratamiento biológico para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

vi) Decantador Secundario

Qmedio	102	m ³ /h
Qmaximo	199	m ³ /h
CH med	0.5	m ³ /m ² *h
CH max	1	m ³ /m ² *h
Tr med	3.5	H
Tr max	5	H
S med	204	m ²
S max	199	m ²
Vol max	696.5	m ³
Vol medio	510	m ³
Alt	3.4	m
Diámetro	16.6	m
D final	17	m

Tabla 26. Cálculo de decantador secundario para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

vii) Espesador y Digestor

Fangos 2ario (Kg/día)	684
Q fangos 2ario (m3/día)	114
CM Carga sólidos (Kg/m2 día)	35
S (m2)	20
T r (h)	30
Volumen (m3)	143
Altura (m)	4

Tabla 27. Cálculo de espesador para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

Q fangos entran (m3/día)	17
T r digestor (días)	10
Vol digestor (m3)	171
Altura final (m)	4

Tabla 28. Cálculo de digestor aerobio para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

viii) Eras de Secado

Q fangos entran (m3/día)	17
Espesor capa fango (m)	0.35
Superficie diaria (m2)	49
Tiempo de secado fango (días)	20
Superficie total necesaria (m2)	977
Ancho era (m)	6
Largo era (m)	12
Superficie era (m2)	72
Número eras	14
Número final eras (+1)	14

Tabla 29. Cálculo de eras de secado para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

Se colocarán dos filas de siete eras.

ix) Cámara de Almacenamiento y Filtros

CÁMARA DE ALMACENAMIENTO	
Q max (m ³ /h)	199
Tiempo almacenamiento (h)	3
Vol. (m ³)	598
h (m)	4
FILTROS VERTICALES	
Q (m ³ /h)	199
CH (m ³ /m ² h)	8
vel. Agua (m ³ /m ² h)	20
vel. Aire (m ³ /m ² h)	40
S (m ²) necesaria	25
S máx (m ²)	7
S (m ²) final por filtro	7
Diam final del filtro (m)	3
Num filtros	4
Num filtros (+ reserva)	5
Q agua lavado (m ³ /h)	498
V agua lavado (m ³)	665

Tabla 30. Cálculo de cámara de almacenamiento y filtros verticales para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

x) Diseño de E.R.A.R. compacta de tipo circular

	Volumen equipo (m ³)	% corona	Perímetro (m)
Decantador	698		
Oxidación Total (con nitrificación)	1637	69	69.0
Espesador	80	3	3.4
Digestor	170	7	7.2
Cámara almacenamiento	598	25	25.2
Volumen total	3183	105	104.8

Tabla 31. Diseño de E.R.A.R. compacta Medina de Rioseco.

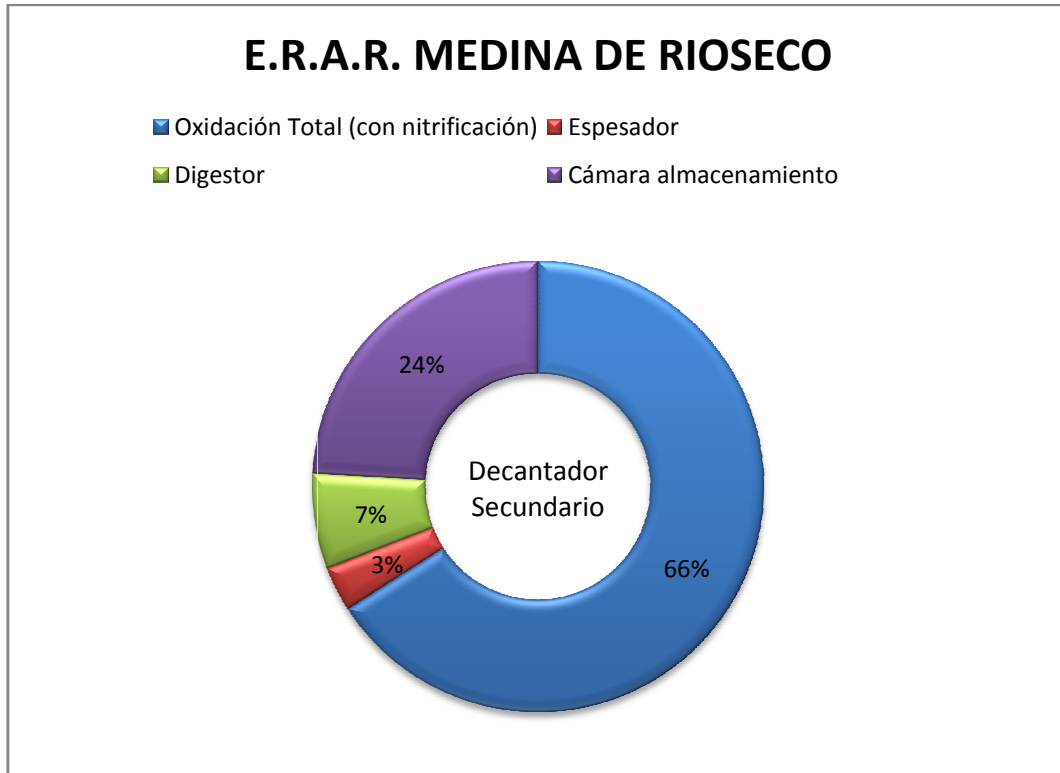


Gráfico 4. Diseño de E.R.A.R. compacta Medina de Rioseco.

Área total (m ²)	796
Diámetro Total (m)	32
Área corona (m ²)	593
Perímetro (m)	100
Diámetro Decantador (m)	16
Área Decantador (m ²)	203

Tabla 32. Dimensiones finales de la E.R.A.R. compacta Medina de Rioseco.

6.3. RESUMEN E.R.A.R. PIVIJAY

i) Pozo de Gruesos

Q máx	146	m ³ /h
Tr	2	min
CH	1	m ³ /m ² *min
Volumen	5	m ³
Superficie	2	m ²
h (m)	2	m
Ancho teórico	3	m
Largo teórico	0.8	m
Ancho real	3	m
Largo real	3	m

Tabla 33. Cálculo de pozo de gruesos para E.R.A.R. de Pivijay.

El ancho del pozo de gruesos se fija en función del pozo de bombeo, el cual viene fijado por el diámetro de las bombas y el espacio que se deja entre ellas, de tal manera que pueda llevarse a cabo el mantenimiento del mismo.

ii) Pozo de Bombeo

Nº de bombas	3	
Caudal por bomba	100	m ³ /h
Diámetro	0.35	m
Espacio entre bombas	0.5	m
Ancho pozo bombeo	3	m
Largo pozo bombeo	1.5	m

Tabla 34. Cálculo de pozo de bombeo para E.R.A.R. de Pivijay.

iii) Rejas

Q med	72	m ³ /h
Q max	146	m ³ /h
Q med	0.020	m ³ /s
Q max	0.041	m ³ /s
L	20	mm
V media	0.8	m/s
V máx	1.2	m/s
V del agua en el canal	0.4	m/s
C	0.7	
H	0.09	m
Ángulo	80	°
e	8	mm
Superficie med	0.05	m ²
Superficie máx	0.07	m ²

Tabla 35. Cálculo de rejas para E.R.A.R. de Pivijay.

Se instalarán dos rejas automáticas más una de reserva.

	D=1,2B	D=1,5B	D=1,4B
B ancho (m)	0.17	0.15	0.16
D alto (m)	0.20	0.23	0.22

Tabla 36. Cálculo de ancho de rejas para E.R.A.R. de Pivijay.

Como el ancho es inferior a 0,3 metros, se instalarán las rejas de tipo circular.

iv) Tamiz

De acuerdo con los caudales de diseño se instalará una unidad de tamiz filtrorrotor, más otro de reserva. El modelo de tamiz elegido es GF- 63090, para un caudal de hasta 205 m³/h.

v) Tratamiento Biológico y Producción de Fangos

SS	690	Kg SS/d
DBO	635	Kg DBO/d
CM	0.1	Kg DBO/d / Kg MLSS
X	4.8	Kg MLSS/m ³
V	1324	m ³
TR med	18.4	h
CV	0.48	Kg DBO/d / m ³
η	93	%
OR	1570	Kg/d
a	0.652	
b	0.066	
AS	559	Kg Materia Seca/d
Qpurga	93	m ³ /d
Qrec med	384	m ³ /h
Qrec max	760	m ³ /h
Salida DBO	25	ppm
X lodos	93	m ³ /día
Ln	167.4	Kg/d

Tabla 37. Cálculo de tratamiento biológico para E.R.A.R. de Pivijay.

vi) Decantador Secundario

Qmedio	72	m ³ /h
Qmaximo	146	m ³ /h
CH med	0.5	m ³ /m ² *h
CH max	1	m ³ /m ² *h
Tr med	3.5	h
Tr max	5	h
S med	144	m ²
S max	146	m ²
Vol max	511	m ³
Vol medio	360	m ³
Alt	3.5	m
Diámetro	13.6	m
D final	14	m

Tabla 38. Cálculo de decantador secundario para E.R.A.R. de Pivijay.

vii) Espesador y Digestor

Fangos 2ario (Kg/día)	559
Q fangos 2ario (m3/día)	93
CM Carga sólidos (Kg/m2 día)	35
S (m2)	16
T r (h)	30
Volumen (m3)	116
Altura (m)	4

Tabla 39. Cálculo de espesador de fangos para E.R.A.R. de Pivijay.

Q fangos entran (m3/día)	14
T r digestor (días)	10
Vol digestor (m3)	140
Altura final (m)	4

Tabla 40. Cálculo de digestor aerobio para E.R.A.R. de Pivijay.

viii) Eras de Secado

Q fangos entran (m3/día)	14
Espesor capa fango (m)	0.4
Superficie diaria (m2)	35
Tiempo de secado fango (días)	15
Superficie total necesaria (m2)	524
Ancho era (m)	6
Largo era (m)	12
Superficie era (m2)	72
Número eras	7
Número final eras	8

Tabla 41. Cálculo de eras de secado para E.R.A.R. de Pivijay.

Se colocarán dos filas de cuatro eras.

ix) Cámara de Almacenamiento y Filtros

CÁMARA DE ALMACENAMIENTO	
Q max (m3/h)	146
Tiempo almacenamiento (h)	3
Vol. (m3)	439
h (m)	4
FILTROS VERTICALES	
Q (m3/h)	146
CH (m3/m2 h)	8
Vel. Agua lavado (m3/m2 h)	20
Vel. Aire lavado (m3/m2 h)	40
S (m2) necesaria	18
S máx (m2)	7
Diam (m)	4.8
S (m2) final por filtro	7
Diam final del filtro (m)	3
Num filtros	3
Num filtros (+ reserva)	4
Q agua lavado (m3/h)	366
V agua lavado (m3)	487

Tabla 42. Cálculo de cámara de almacenamiento y filtros verticales para E.R.A.R. de Pivijay.

x) Diseño de E.R.A.R. compacta de tipo circular

	Volumen equipo (m3)	% corona	Perímetro (m)
Decantador	512		
Oxidación Total (con nitrificación)	1271	79	68.7
Espesador	64	4	3.5
Digestor	140	9	7.6
Cámara almacenamiento	439	27	23.7
Volumen total	2426	119	103.5

Tabla 43. Diseño de E.R.A.R. compacta Pivijay.

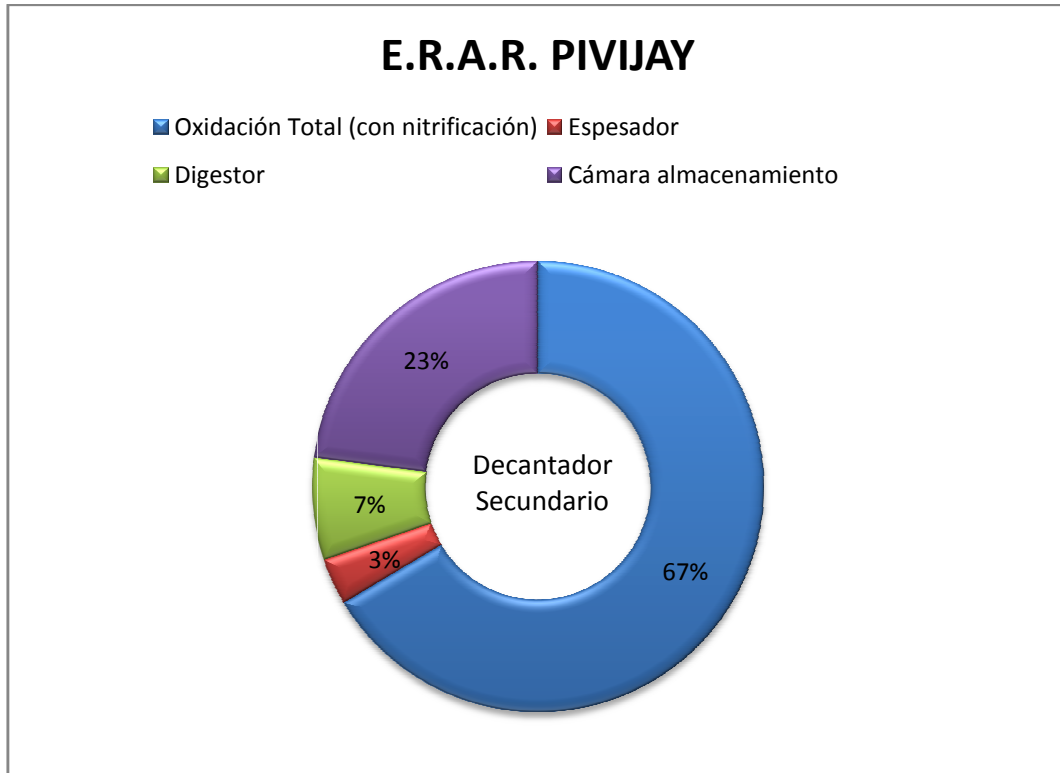


Gráfico 5. Diseño de E.R.A.R. compacta Pivijay.

Área total (m ²)	607
Diámetro Total (m)	28
Área corona (m ²)	404
Perímetro (m)	87
Diámetro Decantador (m)	16
Área Decantador (m ²)	203

Tabla 44. Dimensiones finales de E.R.A.R. compacta Pivijay.

7. BIBLIOGRAFÍA

¹ **FIN DE LA CRISIS DE AGUA Y SANEAMIENTO.** Varios Autores. Disponible en hdr.undp.org/en/media/02-chapter%201_es.pdf 20 de junio de 2009.

² **LAS SEQUÍAS EN ESPAÑA, UN FENÓMENO RECURRENTE.** Fco. Javier Martínez Gil. Disponible en <http://www.unizar.es/fnca/duero/docu/cz1.pdf>. 20 de junio de 2009.

³ **LA DESALINIZACIÓN EN ESPAÑA.** Varios Autores. Disponible en <http://www.spainbusiness.com/icex/cma/contentTypes/common/records/viewDocument/0,,,00.bin?doc=4146280>, 19 de junio de 2009.

⁴ **REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS-2000.** Disponible en <http://www.cra.gov.co/portal/www/resources/tituloc.pdf>, 1 de julio de 2009.

⁵ **EAU ET DURABILITÉ; FUNCTIONNALITÉ DES BASSINS.** Observatorio de la Sostenibilidad en España. OSE. Expo Zaragoza 2.008.

⁶ **TERCER FORO AGUA PARA EL DESARROLLO. COOPERACIÓN EN CUENCAS INTERNACIONALES.** Fundación Canal de Isabel II. 171 páginas. 2008. Madrid

⁷ **ZAHARA DE LOS ATUNES.** Disponible en <http://www.barbate.net/zahara.htm>, 20 de mayo de 2009.

⁸ **PIVIJAY.** Disponible en es.wikipedia.org/wiki/Pivijay, 1 de junio de 2009.

⁹ **FACTIBILIDAD DEL TRATAMIENTO DE RILES MEDIANTE SISTEMAS FÍSICO-QUÍMICOS.** Disponible en www.e-seia.cl/.../Anexo_2_factibilidad_de_tratamiento_las_vegas.doc, 20 de junio de 2009.

¹⁰ **GUÍA PARA LA GESTIÓN INTEGRAL DE LOS RESIDUOS SÓLIDOS URBANOS.** Disponible en http://www.google.es/search?hl=es&rlz=1G1GGLQ_ESES299&q=Las+arenas+y+s%F3lidos+grandes+aumentan+en+%E9pocas+de+lluvia+por+lo+que+es+importante+colocar+un+sistema+de+recogida+de+s%F3lidos+eficaz%2C&btnG=Buscar&meta=, 18 de junio de 2009.

¹¹ **TECNOLOGÍAS PARA LA SOSTENIBILIDAD. Procesos y operaciones unitarias en depuración de aguas residuales.** Juan Antonio Sainz Sastre. Colección EOI Medio Ambiente. Marzo de 2005. Madrid. 416 páginas.

¹² **ELIMINACIÓN DE LODOS EN UNA EDAR.** Máster en Ingeniería de Agua. Disponible en prueba2.aguapedia.org/master/ponencias/pdf/lodos_d.pdf. 15 de julio de 2009.

RESUMEN EJECUTIVO

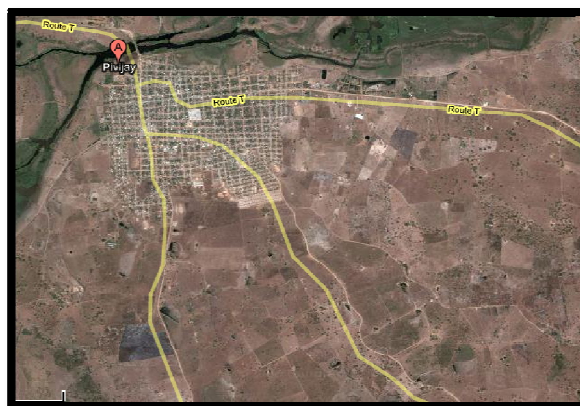
DISEÑO DE TRES ESTACIONES DEPURADORAS DE REGENERACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS EN TRES EMPLAZAMIENTOS CON DISTINTO NIVEL DE DESARROLLO



Zahara de los Atunes, Cádiz, España.



Medina de Rioseco, Valladolid, España.



Pivijay, Magdalena, Colombia.

Claudia García Yustos
Helena Miranda González
Ángela Sánchez Fernández

Máster en Ingeniería y Gestión del Agua. EOI Escuela de Negocios.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
1.1 INTRODUCCIÓN GENERAL.....	3
1.2. ZAHARA DE LOS ATUNES-ATLANTERRA	4
1.3 MEDINA DE RIOSECO	6
1.4 PIVIJAY	7
2. DESCRIPCIÓN DE LAS E.R.A.R.....	10
2.1. ZAHARA DE LOS ATUNES-ATLANTERRA	10
2.2. MEDINA DE RÍOSECO	11
2.3. PIVIJAY.....	12
3. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO	13
4. RESULTADOS.....	18
4.1 ZAHARA DE LOS ATUNES-ATLANTERRA.....	18
4.2 MEDINA DE RIOSECO	24
4.3 PIVIJAY	30
5. BIBLIOGRAFÍA.....	36

1. INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN GENERAL

El agua es un recurso natural, escaso e indispensable para la vida humana y el medio ambiente. Con frecuencia su mal uso y una gestión inadecuada provoca conflictos y sufrimiento a escala mundial. Según la OMS la falta de agua en el mundo tiene un coste de 485.000 millones de euros al año, habiendo más de 1000 millones de personas que viven sin acceso a agua potable. El riesgo de mortalidad infantil se reduciría a la mitad si se proporcionara un acceso al agua en condiciones adecuadas, siendo ésta una de las metas del milenio propuestas por la ONU.

El desarrollo global en el sector de los recursos hídricos disminuyó notablemente las grandes hambrunas a partir de la década de los 60. De hecho, la combinación de estas acciones junto con las vacunaciones masivas, ha repercutido en el aumento de la esperanza de vida y por tanto en el incremento de la población global en los últimos 50 años. Aun así, la falta de acceso a agua limpia sigue siendo la primera causa de pérdida de esperanza de vida global, por delante del hambre.

Se puede contrastar este hecho en la gran diferencia de consumo de agua entre los países desarrollados y aquellos en vías de desarrollo. Algunas cifras que materializan este hecho son el consumo medio de agua. Por ejemplo, en Estados Unidos esta cifra alcanza los 575 litros por persona y día, mientras que en Mozambique tan solo llega a los 10 litros por persona y día. En España se consumen en promedio 166 litros por persona y día.¹

En España a parte de los problemas asociados a la climatología y a la sequía que causan una reducción significativa de la disponibilidad de agua natural, también existen problemas de escasez de agua asociados al rápido desarrollo industrial, las actividades agrícolas y el aumento de la población que están estrechamente relacionados con los desequilibrios entre oferta y demanda a largo plazo. Todo ello deriva en graves reducciones de caudales en los ríos, pérdida de humedales, salinización de acuíferos... Es por ello las Administraciones Públicas están enfatizando en la resolución de los problemas asociados a la contaminación de las aguas continentales. En este contexto se hace necesaria la correcta gestión como la mejora de la calidad de los recursos hídricos.²

La gestión del agua residual comenzó en paralelo con las primeras ciudades. De hecho, en las antiguas ciudades griegas y romanas ya podían encontrarse alcantarillas. Sin embargo, este conocimiento no se transmitió en el tiempo favoreciendo la difusión de grandes epidemias en la Edad Media.

A comienzos del siglo XX se empiezan a construir las primeras plantas de tratamiento de aguas residuales. El gran impulso de la depuración de aguas residuales urbanas en España se debe principalmente a la aplicación de la Directiva 91/271/CEE. Para alcanzar el cumplimiento de esta Directiva se aprobaron en España los Planes Nacionales de Saneamiento y Depuración de Aguas Residuales.³

En Colombia la legislación más reciente respecto a potabilización y depuración consiste en una Resolución del Ministerio de Desarrollo Económico del año 2000: RAS 2000 (Reglamento Técnico para el Sector de Agua potable y Saneamiento Básico). En esta resolución se establece que cada proyecto de potabilización o depuración debe incluir un documento descriptivo con un estudio de impacto ambiental, social y económico. También se señalan los límites de vertido de obligatorio cumplimiento.⁴

En cuanto a la reutilización de aguas residuales regeneradas, recurso no convencional, la escasez de recursos hídricos en muchas cuencas españolas es ya en muchos lugares de carácter estructural, puesto que la demanda en sitios costeros como Zahara de los Atunes no aumenta constantemente mientras que los recursos permanecen invariables.

Se dispone de un volumen determinado de recursos convencionales, como son las aguas superficiales y subterráneas, que se utilizan y que en ocasiones no son suficientes, especialmente en épocas de sequía.

Por ello, y dentro del contexto institucional marcado por la UE de promover la reconversión de aguas residuales, se considera que con una inversión adicional en las plantas de tratamiento convencionales el agua se puede recuperar para su posterior uso, extendiendo así el ciclo del agua.⁵

Así, este proyecto, basándose en la problemática anteriormente descrita, consistirá en el diseño de tres plantas de regeneración de aguas residuales en tres ubicaciones con diferente nivel de desarrollo⁶:

- E.R.A.R. Zahara de los Atunes. Las aguas regeneradas serán destinadas al riego de un campo de golf, bajo el marco jurídico del RD 1620/2007 de la legislación española.
- E.R.A.R Medina de Rioseco. El recurso regenerado será empleado para riego agrícola, estando supeditado a los estándares de calidad del RD 1620/2007 de reutilización de aguas depuradas.
- E.R.A.R Pivijay (Colombia). Se empleará el agua regenerada también con fines agrícolas, bajo el marco jurídico español RD 1620/2007 ya que no existe normativa en Colombia en materia de reutilización.

1.2. ZAHARA DE LOS ATUNES-ATLANTERRA

Zahara de los Atunes es un pequeño pueblo de pescadores situado en el área del estrecho de Gibraltar, entre las localidades de Tarifa y Barbate, a una hora de Cádiz capital y de Algeciras, y se distribuye a lo largo del litoral desde el núcleo del pueblo hasta la playa de los Alemanes, pasando por las urbanizaciones y los hoteles de Atlanterra.⁷

En contra de su proximidad geográfica, Zahara de los Atunes ha pertenecido política e históricamente al Término Municipal de Barbate, mientras que Atlanterra ha pertenecido al Término Municipal de Tarifa. En la actualidad, las aguas de Zahara de los Atunes se depuran en la EDAR de Barbate transportadas mediante un colector subterráneo, y las aguas de las urbanizaciones de Atlanterra se depuran en una EDAR cercana a estas viviendas.

La Comisión Provincial de Ordenación del Territorio y Urbanismo, en diciembre de 2008, procedió a la aprobación definitiva del Plan Parcial del sector SA-1 Cabo de Plata, de Atlanterra. Este documento viene a desarrollar el PGOU de Tarifa, que contempla para la zona la creación de un campo de golf y la construcción de 1.035 viviendas.

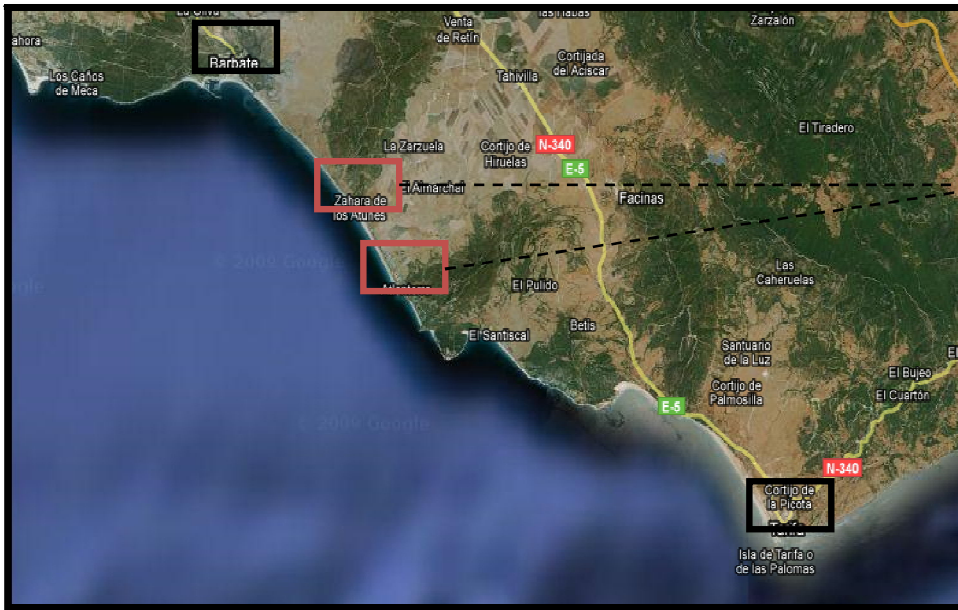


Imagen 1. Mapa del ámbito de estudio Zahara-Atlanterra. Fuente: Google Earth.



Imagen 2. Fotografía aérea de Zahara de los Atunes (izq.) y Atlanterra (dcha.). Fuente: Google Maps.

La Dirección de Obras Hidráulicas reconoce la necesidad de establecer una EDAR específica para la zona Atlanterra-Zahara, tratando de hacer compatible el empleo de aguas previamente depuradas para su utilización en riego de zonas verdes, campos de golf, etc.

Por esta necesidad, el presente proyecto quiere definir un sistema de tratamiento de aguas residuales con regeneración, que permita, mediante una serie de procesos, reutilizar el efluente de agua para el riego de zonas verdes y el campo de golf aprobado por el Plan Parcial, y en próxima construcción en la zona de Zahara- Atlanterra.

1.3 MEDINA DE RIOSECO

Medina de Rioseco es un municipio de la comarca de Tierra de Campos. Los sectores de actividad principal son la agricultura y la industria cárnica (MACRISA).

Existe un polígono industrial en el que destaca la empresa Fundiciones Fernández que fabrica registros de saneamiento y alcantarillado.

Los vertidos de las aguas residuales que actualmente van directos al río Sequillo, se depurarán en esta estación mediante un proceso biológico previo a un sistema de tratamiento terciario que proporcione agua para el cultivo de regadío.

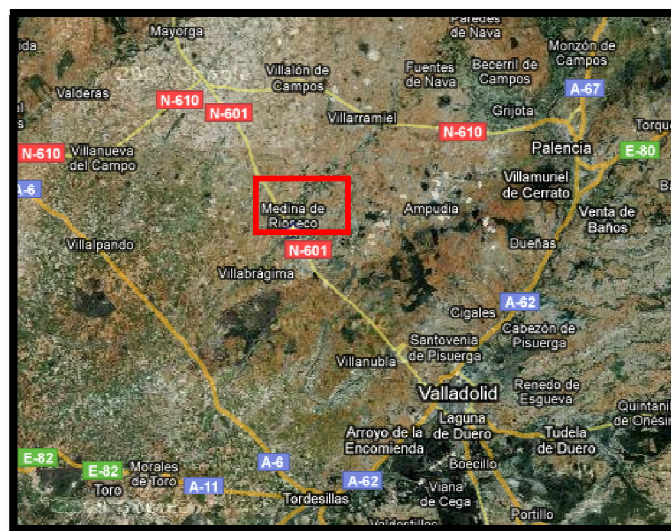


Imagen 3. Mapa del ámbito de estudio Medina de Rioseco. Fuente: Google Maps.



Imagen 4. Fotografía aérea de Medina de Rioseco. Fuente: SigPac.

1.4 PIVIJAY

Pivijay es uno de los 23 municipios del departamento del Magdalena, situado en el norte de Colombia. ⁸



Imagen 5. Mapa de la situación en Colombia del ámbito de estudio Pivijay. Fuente: Google Maps.

La altitud del área urbana de Pivijay es de 3 msnm, presentando una temperatura media anual de 28°C. Sus viviendas se sitúan sobre una superficie plana y arenosa, trazada sistemáticamente durante la época colonial. Esta situación ha facilitado la implantación de una red de abastecimiento, cuya fuente se explicará posteriormente, y una red de saneamiento que vierte directamente a un caño que conduce a La Ciénaga Grande, al norte del corregimiento.

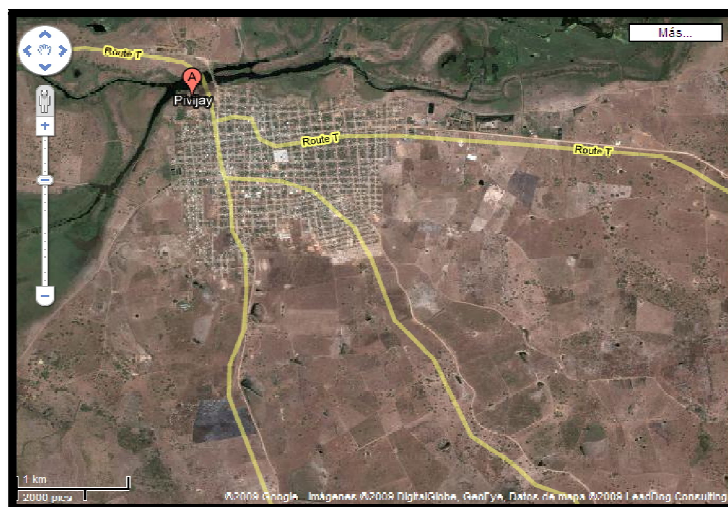


Imagen 6. Fotografía aérea de Pivijay. Fuente: Google Maps.

La economía del lugar se basa en la ganadería, la agricultura y la pesca. Se cuenta con ganado vacuno, porcino, equino, caprino, mular, ovino y bufahua, y con cultivos de yuca, maíz, frijol y tomate principalmente. La pesca se realiza en La Ciénaga Grande, un complejo lagunar de intercambio de agua dulce y de mar.

La zona norte de Colombia presenta un régimen de lluvias unimodal con un pico alrededor del mes de octubre. Esta precipitación es excedida por el alto valor de ETP de esta región ocasionando un déficit estructural de agua. El balance hídrico para el departamento del Magdalena (capital Santa Marta), y el mapa de disponibilidad hídrica multianual del país se muestran a continuación:

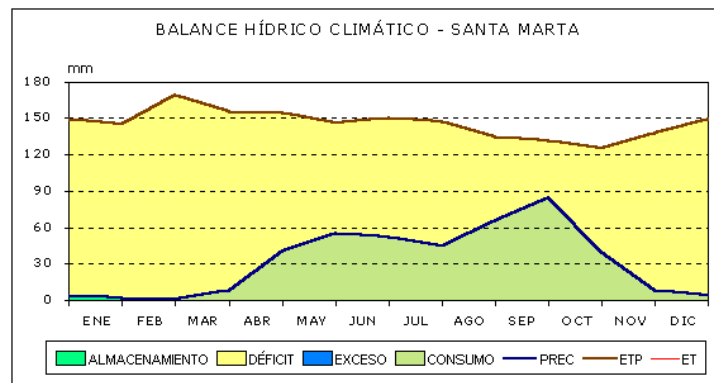


Imagen 7. Balance Hídrico Climático de Santa Marta, Magdalena. Fuente: IDEAM.

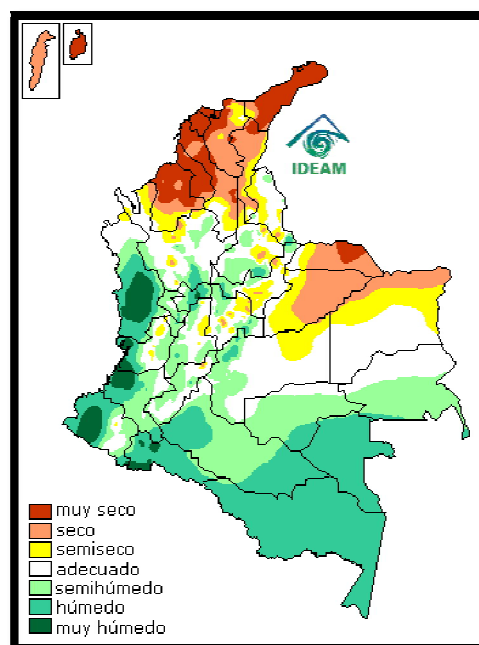


Imagen 8. Disponibilidad Hídrica Multianual de Colombia. Fuentes: IDEAM.

Ante este déficit, el agua llega a Pivijay a través de un canal de 10 km de longitud proveniente del río Magdalena, principal cauce del país. Sin embargo, este canal provee un caudal que

apenas alcanza para el consumo humano. Se ha constatado además, que los acuíferos de la zona contienen agua salobre no potable, infiltrada de La Ciénaga Grande.

Este proyecto pretende entonces definir un sistema de tratamiento de aguas residuales que, al tener un sistema terciario, permita la reutilización de estas aguas para fines agrícolas y así contribuir a la disminución de la aridez de esta zona, buscando como fin un aumento en el abanico de productos cultivados y por ende de fuentes de ingresos para sus habitantes.

Cabe resaltar que al estar inscrito el municipio de Pivijay en el programa de Objetivos del Milenio, esta ERAR concuerda con las metas municipales de desarrollo ya que ofrecería una alternativa de saneamiento y de progreso para sus zonas rurales.

2. DESCRIPCIÓN DE LAS E.R.A.R.

2.1. ZAHARA DE LOS ATUNES-ATLANTERRA

La población equivalente de la zona de Zahara-Atlanterra sufre una variabilidad estacional muy fuerte. En la época estival, de junio a septiembre, y en Semana Santa, así como en otras festividades, la población de Zahara-Atlanterra alcanzará la cifra de 12.000 habitantes equivalentes a partir de la aplicación del Plan Parcial aprobado por la Comisión Provincial de Ordenación del Territorio, con un horizonte previsible de crecimiento a 25 años. Mientras que durante el resto del año, la población estará en torno a los 5.000 habitantes equivalentes.

En la siguiente tabla pueden observarse las diferencias entre caudal medio y caudal punta en verano y en invierno.

	Invierno	Verano
Habitantes equivalentes	5000	12000
Dotación por habitante	250	250
Caudal diario (m ³ /d)	1250	3000
Caudal medio (m ³ /h)	52	125
Caudal máximo (m ³ /h)	110	240

Tabla 1. Dotación y caudales de Zahara-Atlanterra.

Es por este motivo que se procederá al diseño de dos líneas de tratamiento, con los procesos y equipos de pretratamiento en común. En la época estival, en la que la población alcanza los 12.000 habitantes equivalentes, se utilizarán ambas líneas de tratamiento, mientras que en la época de invierno, cuando los caudales son menores, sólo se utilizará una línea de tratamiento. Teniendo en cuenta los caudales anteriores se procederá de la siguiente manera:

Época del año	Verano	Invierno
Número de líneas	2	1
Dotación por habitante	250	250
Q diario (m ³ /d)	3000	1250
Qmedio (m ³ /h)	126	63
Qmax (m ³ /h)	240	120

Tabla 2. Dotación y caudales de diseño para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

En verano se utilizarán dos líneas de tratamiento que entre las dos sumarán una capacidad de tratamiento de:

- Q medio: 126 m³/h
- Caudal máximo: 240 m³/h

En invierno se utilizará una única línea de tratamiento de manera que cubra unas necesidades de:

- Caudal medio: 63 m³/h
- Caudal máximo: 120 m³/h

La parte inicial de pretratamiento, es decir, el pozo de gruesos, el pozo de bombeo, las rejillas y el tamiz será común para las dos líneas de tratamiento. El diseño se ha realizado de manera que funcionen indistintamente a menor caudal en invierno y a mayor caudal en verano.

2.2. MEDINA DE RÍOSECO

Como se observa en la figura siguiente figura la población de Medina de Ríoseco tiende a incrementarse de una manera constante, manteniéndose una tendencia que nos permite extrapolar el crecimiento de la población actual a la de dentro de 25 años en un 25%.

El diseño se realizará para un horizonte de proyecto de 25 años considerando un crecimiento del 25% en ese periodo, y aplicando un coeficiente corrector que englobe la industria presente en el ámbito de estudio de 1,75. La población de diseño es de 12.200 habitantes equivalentes.

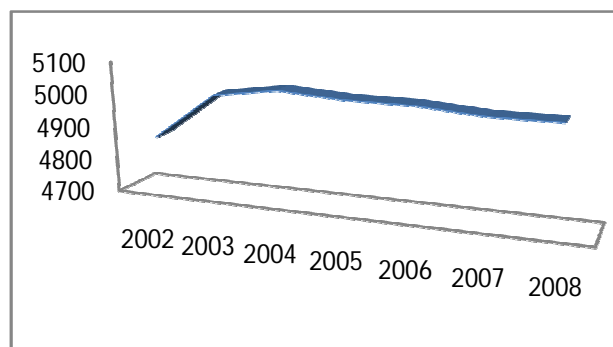


Gráfico 1. Evolución de la población de Medina de Ríoseco 2002-2008. Fuente: INE.

La dotación de agua que se ha considerado teniendo en cuenta el desarrollo social y económico en Medina de Ríoseco es de 200 litros por habitante equivalente y día.

Teniendo en cuenta todo lo anterior, los caudales de diseño para esta población son:

Habitantes equivalentes	12200
Dotación por habitante	200
Caudal diario (m ³ /d)	2440
Caudal medio (m ³ /h)	102
Caudal máximo (m ³ /h)	199

Tabla 3. Dotación y caudales de diseño para la E.R.A.R. de Medina de Ríoseco.

2.3. PIVIJAY

El último censo realizado en Colombia (2005), indica una población para la cabecera urbana de Pivijay de 6.308 habitantes. Teniendo en cuenta un horizonte de 25 años para el diseño de la ERAR, se obtiene a través de las proyecciones del Departamento Nacional de Estadística de Colombia (DANE) una población para 2.035 de 8.200 habitantes.

A partir de este valor y teniendo en cuenta un factor de 1,4 para industria agropecuaria, se obtiene un valor de 11.480 habitantes equivalentes, que para efectos de cálculo se aproximará a 11.500.

Teniendo en cuenta que el nivel de desarrollo en la zona, se establece una dotación de 150 litros por habitante equivalente y día. De esta manera, los caudales estimados para el diseño de la planta en Pivijay son:

Habitantes equivalentes	11500
Dotación por habitante	150
Caudal diario (m ³ /d)	1725
Caudal medio (m ³ /h)	72
Caudal máximo (m ³ /h)	146

Tabla 4. Dotación y caudales de diseño para la E.R.A.R. de Pivijay.

3. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

Una planta de regeneración de aguas residuales urbanas se compone de los procesos listados a continuación. Las tres plantas diseñadas en este proyecto seguirán el mismo esquema.

- i) Pretratamiento
- ii) Tratamiento Biológico con nitrificación y desnitrificación
- iii) Filtración y desinfección
- iv) Tratamiento de Fangos

i) Pretratamiento

El primer paso en el proceso de depuración consiste en la eliminación de sustancias de gran tamaño materias gruesas, cuerpos gruesos y arenosos, cuya presencia en el agua que pasa a los posteriores tratamientos modificaría el tratamiento total así como el correcto funcionamiento de los equipos de la estación depuradora. Esta primera etapa persigue los siguientes objetivos⁹:

- Protección mecánica de los equipos.
- Evitar alteraciones en 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.

Las E.R.A.R. diseñadas en este proyecto contarán con un proceso de desbaste integrado por pozo de gruesos, rejas de finos, pozo de bombeo y tamices. Cabe destacar que al utilizar tamices con luz muy baja se evitará la instalación de un desarenador ya que los granos de arena, al tener un diámetro superior a 0,75 mm, se separarán en el tamiz.

Pozo de Gruesos

Consta de un foso que se coloca en la solera de la cámara de bombeo y antes de los equipos, con la finalidad de que una parte de las arenas y objetos de elevada densidad queden retenidos.

Las arenas y sólidos grandes aumentan en épocas de lluvia por lo que es importante colocar un sistema de recogida de sólidos eficaz, se ha optado por una cuchara bivalva, que cada cierto tiempo recoge los sólidos del fondo del pozo depositándolos en un contenedor.¹⁰

El pozo de gruesos se sustenta en la alta diferencia de densidad entre el sólido a separar y el agua, depositándose los sólidos en el fondo en poco tiempo. Para su diseño, se debe tener en cuenta el tiempo de retención y la carga hidráulica.

Rejas

Son un conjunto de barras metálicas de sección regular, paralelas y separadas uniformemente entre ellas, localizadas en un canal de hormigón, colocadas transversalmente al flujo que pasa a

su través reteniendo todos los sólidos que presenten un tamaño superior a la separación entre barros.

Pozo de Bombeo

Después de las rejillas es necesario elevar el efluente para que a partir de ese punto la línea de agua fluya por gravedad a lo largo de todo el proceso. Se colocarán bombas sumergibles, incluyendo en todos los casos una de reserva.

Tamices

El agua bruta se bombea a los tamices rotativos, incluyendo uno de reserva.

El líquido a filtrar entra y se distribuye uniformemente a lo largo de todo el cilindro filtrante que gira a baja velocidad. Las partículas sólidas quedan retenidas en la superficie del mismo y son conducidas hacia una rasqueta que las separa y deposita sobre una bandeja.

Para seleccionar el tamiz más adecuado, se deben considerar tanto la capacidad de paso de agua de cada modelo de tamiz como la luz de paso de las rendijas.

Los tamices al igual que las rejillas, son equipos que se instalan para eliminar los sólidos en suspensión de gran tamaño. Tienen una capacidad de eliminación mayor que las rejillas, esto se debe a que la luz es inferior a la de las rejillas. En este caso será de 0.75mm, todos los sólidos mayores que 0.75 mm quedarán eliminados de la línea de agua quedando retenidos en el tamiz.

ii) Tratamiento Biológico

El objetivo fundamental del proceso de fangos o lodos activos es la eliminación de la materia orgánica biodegradable presente en el agua residual.

Las unidades básicas de que se compone el proceso de lodos activos son:

- Reactor biológico incluyendo nitrificación y desnitrificación
- Decantador secundario

En el proceso, el agua residual es introducida de forma continua en la balsa donde se mantiene una concentración elevada de microorganismos en suspensión. Éstos capturan la materia orgánica presente, provocando su eliminación. El oxígeno necesario para los microorganismos se introduce a través de difusores, que aportan oxígeno para el proceso, al mismo tiempo que provocan la agitación suficiente para mantener la biomasa en suspensión y en mezcla con el agua a tratar. Cabe resaltar que la formación de nuevos microorganismos es continua, por lo que es preciso purgar los lodos para trabajar con una población fija.

El proceso que se va a utilizar en el diseño de las tres plantas será el de Aireación Prolongada, también conocido como Oxidación Total. Con este proceso se obtienen rendimientos muy elevados, produciendo menor cantidad de fangos muy mineralizados y facilitando por tanto la línea de tratamiento de lodos.¹¹

La concentración de biomasa en el reactor suele ser más elevada que en otros procesos de tratamiento biológico. Se trabaja con cargas másicas muy bajas, por lo que se va a producir una

nitrificación muy importante del nitrógeno amoniacal presente en el agua residual. Como contrapartida, el consumo energético es elevado, al precisar de 2 a 3 Kg de Oxígeno por cada Kg de DBO eliminada.

En general, las normas de diseño de un reactor biológico son las siguientes:

- Balsas de hormigón
- La profundidad varía entre los 2,5 y 5 metros si se airea con turbina, o entre 4 y 6 metros si se usan difusores para este fin
- La salida del reactor se realiza a través de un vertedero transversal
- Los difusores se colocan en el fondo de la balsa

En el decantador, los microorganismos se aglomeran sobre pequeñas partículas en suspensión, generando unos flóculos que sedimentan en el fondo del equipo. Para mantener la concentración de los microorganismos, los lodos son recirculados de nuevo a la balsa para así mantener la población. El agua que sale por el vertedero del decantador ya se encuentra tratada y continúa su depuración hacia los filtros y desinfección del tratamiento terciario.

El objetivo fundamental, entonces, de un decantador secundario es la eliminación de los sólidos en suspensión presentes en el agua residual, obteniendo un líquido claro sobrenadante en la superficie del equipo y unos sólidos extraídos por el fondo, en forma de fangos o lodos, más o menos concentrados.

Basado en la diferencia de peso específico entre la partícula sólida a separar y el agua, de tal forma que una disminución de la velocidad ascensional del líquido a un valor menor de la caída del sólido, permita que la materia sedimentable se deposite en el fondo del equipo. (Leyes de Newton y de Stokes).

La velocidad final de caída de las partículas recibe el nombre de carga hidráulica, CH (m^3/m^2h) (velocidad de desplazamiento del agua en el equipo que se opone a la caída de las partículas). Es decir, decantan las partículas de velocidad de decantación superior a la velocidad ascensional, y que dispongan de un tiempo de residencia adecuado.

En el diseño de las plantas que conciernen a este proyecto se ha seleccionado la instalación de decantadores circulares. Estos constan de una cuba normalmente de hormigón, donde la alimentación se hace por la parte central, mientras que la salida se produce por un vertedero periférico. Radialmente y pivotando sobre la columna central, se instala un puente giratorio. Colgando de éste se encuentran las rasquetas de barrido de fondo (arrastran el lodo hasta una poceta central, donde se purgan al exterior), también cuelga una barrera superficial que arrastra los flotables o espumas hasta la tolva de purga. Los equipos de diámetro pequeño (<5 m), son de tipo estático.

iii) Filtración y Desinfección

Este es el paso para la recuperación de aguas residuales, siendo un proceso de remoción final de sólidos en suspensión, utilizando un material filtrante, que busca alcanzar los requerimientos legales para la reutilización del agua regenerada.

En este proyecto se ha seleccionado para este fin la filtración a través de arena. Este es un método que se utiliza con frecuencia y consiste en una capa de arenas de distinto tamaño y gravedad específica. El agua se inyecta en la parte superior del filtro y al descender los sólidos en suspensión son retenidos por la arena, quedando el producto final en el fondo del filtro libre de estas partículas y su DBO asociada.

Cabe anotar que con el paso del tiempo los filtros se colmatan. Cuando esto sucede la dirección del flujo debe invertirse para limpiar el material. Para el diseño de este lavado es necesario tener en cuenta el volumen del filtro, la presión del flujo y el tiempo.

Como mecanismo de desinfección se ha seleccionado para este proyecto la desinfección por medio de radiación ultravioleta que consiste en la utilización de la energía electromagnética cuya longitud de onda está comprendida aproximadamente entre los 400 nm y los 15 nm, para eliminar las bacterias y virus remanentes en el agua de salida alterando su material genético e impidiendo así su reproducción.

Así, se instalarán a la salida de cada E.R.A.R. lámparas capaces de emitir este tipo de radiación. Es importante que el efluente esté libre de partículas sólidas ya que estas pueden generar sombras y proteger a los microorganismos que se busca eliminar.

iv) Tratamiento de Fangos

El primer proceso en el tratamiento de fangos es llevado a cabo por un espesador. Este elemento consiste es utilizado en las plantas de depuración y regeneración de aguas residuales para aumentar la concentración de los fangos, que en el caso de este proyecto provendrán exclusivamente de la purga del decantador secundario, y asimismo reducir su volumen para facilitar las posteriores labores de estabilización.¹²

Al llegar al espesador, los sólidos y la materia orgánica en suspensión de los fangos a tratar se depositan en el fondo de la unidad, donde caen a un pozo de evacuación, y el agua clarificada rebosa por la parte superior.

En el mercado se encuentran comúnmente espesadores por gravedad y espesadores por flotación. Teniendo en cuenta el tamaño de la planta y las características de los fangos a tratar en este proyecto, se ha seleccionado el espesado por gravedad, idóneo para fangos de estaciones de depuración de aguas residuales urbanas de poca envergadura.

El segundo proceso el tratamiento de fangos es la estabilización. Para este proyecto, debido al tamaño de las plantas, se ha seleccionado la digestión aerobia de fangos la cual se basa en el mismo principio de funcionamiento que el tratamiento de aguas por oxidación total. Se trata entonces de procesos realizados por microorganismos que, en presencia de oxígeno actúan sobre la materia orgánica obteniendo la degradación de la misma. Aunque los fangos procedentes de la oxidación total están muy mineralizados, se llevan a estabilización con el fin de reducirlos a un mínimo y evitar problemas en caso que el biológico no funcione adecuadamente.

El procedimiento comienza por la introducción de fangos en una balsa de aireación donde son aireados mediante turbinas o difusores durante un tiempo suficiente para que se produzca la degradación de la materia orgánica presente. En esta fase del proceso, debido a la ausencia de sustrato, los microorganismos se encuentran en fase endógena de crecimiento, es decir consumen su propio protoplasma.

Al ser alto el consumo energético de este tipo de tratamiento, éste se utiliza únicamente en plantas de tratamiento de aguas residuales urbanas de pequeña envergadura (máximo 20.000 habitantes).

Después de pasar por los procesos de espesado y estabilización aerobia es necesario someter los fangos a un proceso de deshidratación para efectuar su evacuación de la depuradora y posterior

transporte en fase sólida. Teniendo en cuenta la cantidad reducida que se producirá en las plantas aquí diseñadas, se ha seleccionado el método de eras de secado para este fin.

Las eras de secado son idóneas para la deshidratación de fangos urbanos de plantas de tratamiento que tengan como límite 12.000 habitantes ya que a partir de este tamaño su operación se convierte insostenible debido a los altos costes de mano de obra y a la ocupación de grandes superficies de terreno.

Una era de secado consiste en un lecho de material filtrante, comúnmente arenas, con tuberías de desagüe dispuestas en su fondo, sobre el cual se vierte el fango que se deshidrata gracias a la filtración del agua a través del lecho filtrante y a la evaporación del agua, que depende de la acción del sol. El tiempo de residencia oscila normalmente entre 18 y 20 días dependiendo de la radiación solar en el punto de localización de la planta.

Ya identificados los procesos de regeneración, se ha elegido para este proyecto el diseño de una E.R.A.R. compacta circular, que presenta múltiples ventajas, entre ellas el ahorro de espacio y la reducción de impacto visual.

En los tres casos la planta seguirá el siguiente esquema:

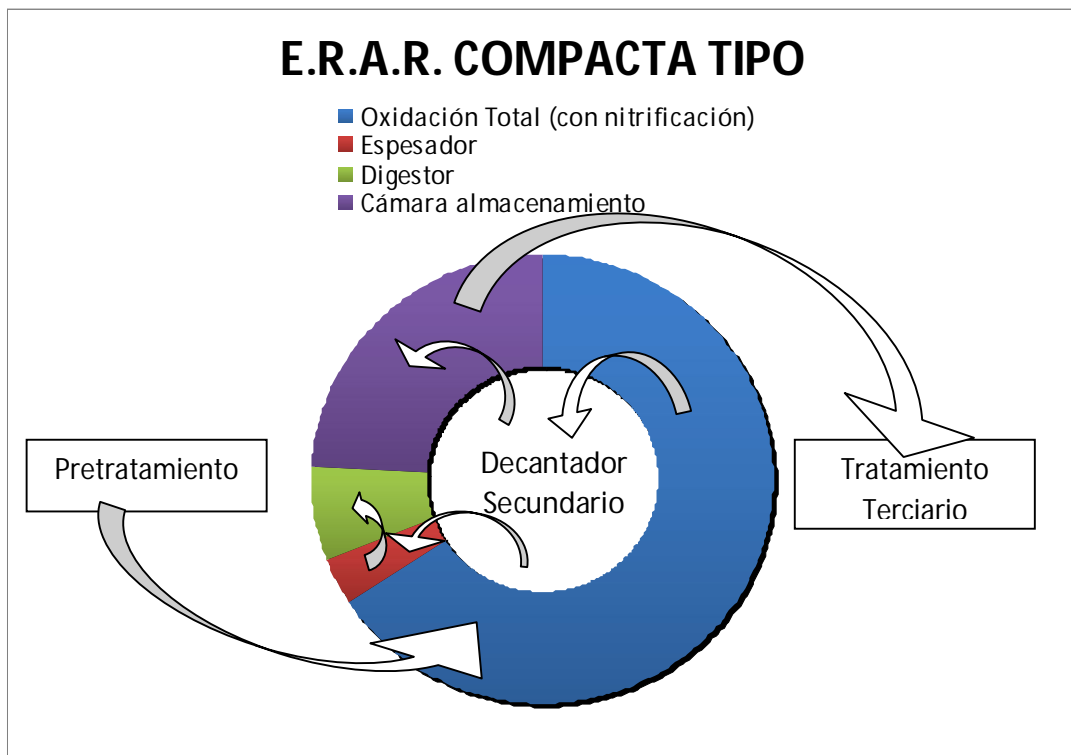


Gráfico 2. Esquema de la E.R.A.R. compacta tipo a diseñar.

4. RESULTADOS

4.1 ZAHARA DE LOS ATUNES-ATLANTERRA

i) Pozo de Gruesos

Caudal máximo	240	m ³ /h
Tiempo de residencia	2	min
Carga Hidráulica	1	m ³ /m ² *min
Volumen	8	m ³
Superficie	4	m ²
Altura	2	m
Ancho teórico	3	m
Largo teórico	1.3	m
Ancho real	3	m
Largo real	3	m

Tabla 5. Cálculo del pozo de gruesos para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

El ancho del pozo de gruesos se fija en función del pozo de bombeo, el cual viene fijado por el diámetro de las bombas y el espacio que se deja entre ellas, de tal manera que pueda llevarse a cabo el mantenimiento del mismo.

ii) Pozo de Bombeo

Número de bombas	5	
Caudal de cada bomba	60	m ³ /h
Diámetro bomba	0.35	m
Espacio entre bombas	0.5	m
Ancho pozo bombeo	3	m
Largo pozo bombeo	2.2	m

Tabla 6. Cálculo del pozo de bombeo para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

iii) Rejas

	12000 HABS	5000 HABS	
Q med	125	52	m ³ /h
Q max	240	110	m ³ /h
Q med	0.035	0.014	m ³ /s
Q max	0.067	0.031	m ³ /s
L	20	20	mm
V media	0.8	0.8	m/s
V máx	1.2	1.2	m/s
V del agua en el canal	0.4	0.4	m/s
C	0.7	0.7	
H	0.09	0.09	m
Ángulo	80	80	°
e	8	8	mm
Superficie med	0.09	0.04	m ²
Superficie máx	0.11	0.06	m ²

Tabla 7. Cálculo de las rejas para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

Se instalarán dos rejas automáticas, utilizando una en invierno y dos en verano, más una de repuesto de tipo manual.

	D=1,2B	D=1,5B	D=1,4B
B ancho (m)	0.22	0.19	0.20
D alto (m)	0.26	0.29	0.28

Tabla 8. Cálculo del ancho de rejas para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

Como el ancho es inferior a 0,3m, se instalarán las rejas de superficie curva.

iv) Tamiz

De acuerdo con los caudales de diseño se instalará una unidad de tamiz filtrorrotor, más uno de reserva. El modelo de tamiz será GF- 63120 para un caudal de hasta 273 m³/hora.

v) Tratamiento Biológico y Producción de Fangos

	VERANO	INVIERNO	
SS	810	338	Kg SS/d
DBO	765	319	Kg DBO/d
CM	0.15	0.1	Kg DBO/d / Kg MLSS
X	5.2	3.2	Kg MLSS/m ³
V	981	981	m ³
TR med	8.9	18.8	h
CV	0.78	0.32	Kg DBO/d / m ³
H	92.5	93	%
OR	1687	825	Kg/d
a	0.621	0.652	
b	0.079	0.066	
AS	723	280	Kg Materia Seca/d
Qpurga	120	47	m ³ /d
Qrec med	624	113	m ³ /h
Qrec max	1560	130	m ³ /h
X lodos	120	47	m ³ /día
Ln	166	84	Kg/d

Tabla 9. Cálculo del tratamiento biológico para la E.R.A.R. de Zahara-Atlántica.

Los resultados están calculados en base a un único reactor biológico para hallar el volumen más desfavorable. Para mantener el volumen constante se ha variado la concentración de biomasa en el reactor (X) así como la Carga Másica para que pueda darse el proceso de nitrificación-desnitrificación y por tanto también se han variado los rendimientos en función de la época del año en la que nos encontremos. A partir del volumen anteriormente calculado, se instalarán dos líneas de tratamiento de manera que cada una tenga un volumen de 440 m³.

vi) Decantador Secundario

Qmedio	52	m ³ /h
Qmaximo	110	m ³ /h
CH med	0.5	m ³ /m ² *h
CH max	1	m ³ /m ² *h
Tr med	3.5	h
Tr max	5	h
S med	104	m ²
S max	110	m ²
Vol max	385	m ³
Vol medio	260	m ³
Alt	3.7	m
Diámetro	12	m
D final	13	m

Tabla 10. Cálculo del decantador secundario para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

Se instalarán decantadores de 6m de diámetro para cada línea de tratamiento.

vii) Espesador y Digestor

	VERANO	INVIERNO
Fangos 2ario (Kg/día)	723	280
Q fangos 2ario (m ³ /día)	108	42
CM Carga sólidos (Kg/m ² día)	35	35
S (m ²)	21	8
T r (h)	30	24
Volumen (m ³)	84	42
Altura (m)	4	4

Tabla 11. Cálculo del espesador de fangos para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

Se instalará un espesador para cada línea de tratamiento.

Q fangos entran (m ³ /día)	18	7
T r digestor (días)	10	10
Vol digestor (m ³)	181	70
Altura (m)	4	4

Tabla 12. Cálculo del digestor aerobio para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

viii) Eras de Secado

Q fangos entran (m ³ /día)	18	7
Espesor capa fango (m)	0.4	0.3
Superficie diaria (m ²)	45	22
Tiempo de secado fango (días)	15	18
Superficie total necesaria (m ²)	677	396
Ancho era (m)	6	6
Largo era (m)	12	12
Superficie era (m ²)	72	72
Número eras	9	5
Número final eras	8	8

Tabla 13. Cálculo del eras de secado para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

Se instalarán entonces dos filas de cuatro eras.

ix) Cámara de Almacenamiento y Filtros

CÁMARA DE ALMACENAMIENTO	VERANO	INVIERNO
Q max (m ³ /h)	240	120
Tiempo almacenamiento (h)	3	6
Vol. (m ³)	720	720
h (m)	4	4
FILTROS VERTICALES		
Q (m ³ /h)	240	120
CH (m ³ /m ² h)	8	8
Vel. Agua (m ³ /m ² h)	20	20
Vel. Aire (m ³ /m ² h)	40	40
S (m ²) necesaria	30	15
S máx (m ²)	7	7
Diámetro (m)	6,2	4,4
S (m ²) final por filtro	7	7
Diam final del filtro (m)	3	3
Num filtros	4	1
Num filtros (+ reserva)	5	2
Q agua lavado (m ³ /h)	600	120
V agua lavado (m ³)	800	160

Tabla 14. Cálculo de cámara de almacenamiento y filtros verticales para la E.R.A.R. de Zahara-Atlanterra.

Se diseña una única cámara de almacenamiento, por lo que se fija el volumen y se varía el tiempo de almacenamiento del agua en verano y en invierno.

x) Diseño de E.R.A.R. compacta de tipo circular

Las dos líneas de tratamiento se diseñarán formando una planta de tratamiento compacta de tipo circular. Como se ha dicho anteriormente las líneas funcionarán de la siguiente manera:

- En verano se utilizarán dos líneas de tratamiento que entre las dos sumarán una capacidad de tratamiento de:
 - Q medio: 126 m³/h
 - Caudal máximo: 240 m³/h

- En invierno se utilizará una única línea de tratamiento de manera que cubra unas necesidades de:
 - Caudal medio: 63 m³/h
 - Caudal máximo: 120 m³/h

	Volumen equipo (m ³)	% corona	Perímetro (m)
Decantador	384		
Oxidación Total (con nitrificación)	491	55	35.5
Espesador	42	5	3.0
Digestor	90	10	6.5
Cámara almacenamiento	329	37	23.8
Volumen total	1335.5	106	68.8

Tabla 15. Diseño para una línea de E.R.A.R. compacta Zahara-Atlanterra.

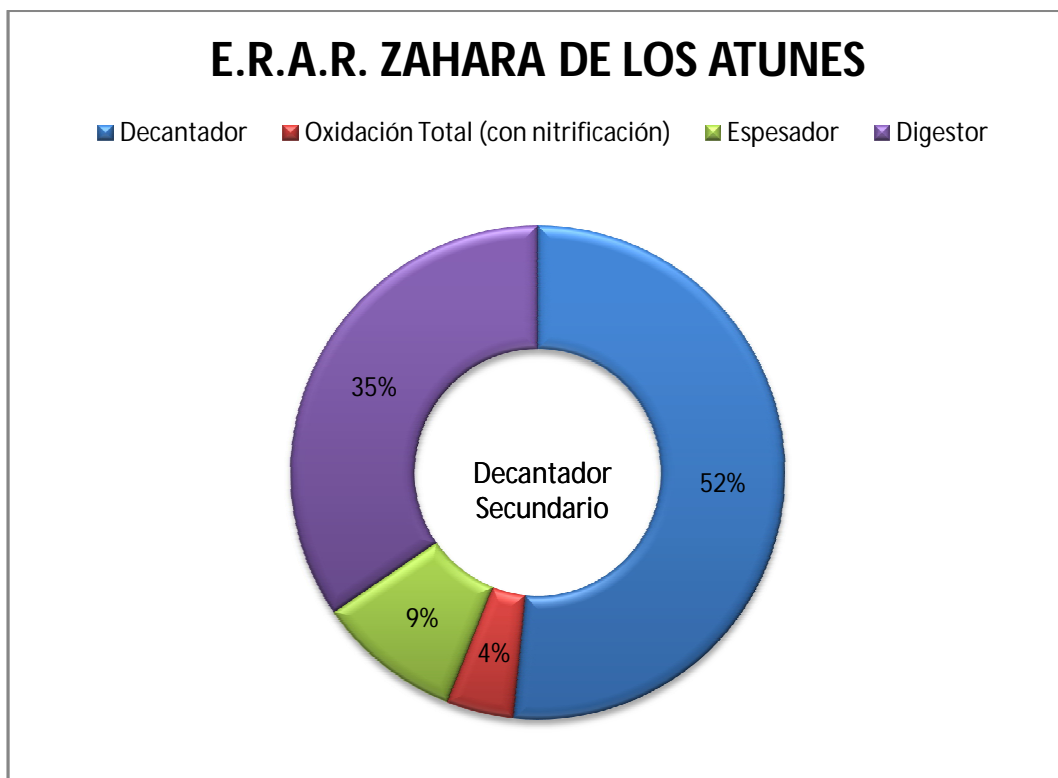


Gráfico 3. Diseño para una línea de E.R.A.R. compacta Zahara-Atlanterra.

Área total (m ²)	334
Diámetro Total (m)	21
Área corona (m ²)	224
Perímetro (m)	65
Diámetro Decantador (m)	13
Área Decantador (m ²)	110

Tabla 16. Dimensiones finales para una línea de E.R.A.R. compacta Zahara-Atlanterra.

Se colocarán en total dos líneas de tratamiento como la que se muestra en el gráfico 3. Cuando la población equivalente aumente se utilizarán ambas, cuando no, sólo una.

4.2 MEDINA DE RIOSECO

i) Pozo de Gruesos

Q máx	199	m ³ /h
Tr	2	min
CH	1	m ³ /m ² *min
Volumen	7	m ³
Superficie	3	m ²
h	2	m
Ancho teórico	3	m
Largo teórico	1	m
Ancho real	3	m
Largo real	3	m

Tabla 17. Cálculo de pozo de gruesos para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

El ancho del pozo de gruesos se fija en función del pozo de bombeo, el cual viene fijado por el diámetro de las bombas y el espacio que se deja entre ellas, de tal manera que pueda llevarse a cabo el mantenimiento del mismo.

ii) Pozo de Bombeo

Nº de bombas	3	
Caudal por bomba	100	m ³ /h
Diámetro	0.35	m
Espacio entre bombas	0.5	m
Ancho pozo bombeo	3	m
Largo pozo bombeo	1.5	m

Tabla 18. Cálculo de pozo de bombeo para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

iii) Rejas

Q med	102	m ³ /h
Q max	199	m ³ /h
Q med	0.028	m ³ /s
Q max	0.055	m ³ /s
L	20	mm
V media	0.8	m/s
V máx	1.2	m/s
V del agua en el canal	0.4	m/s
C	0.7	
H	0.09	m
Ángulo	80	°
e	8	mm
Superficie med	0.07	m ²
Superficie máx	0.09	m ²

Tabla 19. Cálculo de rejas para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

Se instalarán dos rejas automáticas, una de ellas de reserva.

	D=1,2B	D=1,5B	D=1,4B
B ancho (m)	0.20	0.18	0.18
D alto (m)	0.24	0.26	0.25

Tabla 20. Cálculo de ancho de rejas para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

Al ser el ancho inferior a 0,3 m, se instalarán las rejas de superficie curva.

iv) Tamiz

De acuerdo con los caudales de diseño se instalará una unidad de tamiz filtrorrotor, más uno de reserva. El modelo del tamiz será GF- 63120, para un caudal de hasta 273 m³/h.

v) Tratamiento Biológico y Producción de Fangos

SS	824	Kg SS/d
DBO	778	Kg DBO/d
CM	0.1	Kg DBO/d / Kg MLSS
X	4.75	Kg MLSS/m ³
Kg MLSS	7778	Kg MLSS
V	1637	m ³
TR med	16.1	h
CV	0.475	Kg DBO/d / m ³
η	93	%
OR	1763	Kg/d
a	0.652	
b	0.066	
AS	684	Kg M.Seca/d
Qpurga	114	m ³ /d
Qrec med	365	m ³ /h
Qrec max	722	m ³ /h
Salida DBO	25	ppm
X lodos	114	m ³ /día
Ln	170	Kg/d

Tabla 21. Cálculo de tratamiento biológico para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

vi) Decantador Secundario

Qmedio	102	m ³ /h
Qmaximo	199	m ³ /h
CH med	0.5	m ³ /m ² *h
CH max	1	m ³ /m ² *h
Tr med	3.5	H
Tr max	5	H
S med	204	m ²
S max	199	m ²
Vol max	696.5	m ³
Vol medio	510	m ³
Alt	3.4	m
Diámetro	16.6	m
D final	17	m

Tabla 22. Cálculo de decantador secundario para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

vii) Espesador y Digestor

Fangos 2ario (Kg/día)	684
Q fangos 2ario (m3/día)	114
CM Carga sólidos (Kg/m2 día)	35
S (m2)	20
T r (h)	30
Volumen (m3)	143
Altura (m)	4

Tabla 23. Cálculo de espesador para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

Q fangos entran (m3/día)	17
T r digestor (días)	10
Vol digestor (m3)	171
Altura final (m)	4

Tabla 24. Cálculo de digestor aerobio para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

viii) Eras de Secado

Q fangos entran (m3/día)	17
Espesor capa fango (m)	0.35
Superficie diaria (m2)	49
Tiempo de secado fango (días)	20
Superficie total necesaria (m2)	977
Ancho era (m)	6
Largo era (m)	12
Superficie era (m2)	72
Número eras	14
Número final eras (+1)	14

Tabla 25. Cálculo de eras de secado para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

Se colocarán dos filas de siete eras.

ix) Cámara de Almacenamiento y Filtros

CÁMARA DE ALMACENAMIENTO	
Q max (m ³ /h)	199
Tiempo almacenamiento (h)	3
Vol. (m ³)	598
h (m)	4
FILTROS VERTICALES	
Q (m ³ /h)	199
CH (m ³ /m ² h)	8
vel. Agua (m ³ /m ² h)	20
vel. Aire (m ³ /m ² h)	40
S (m ²) necesaria	25
S máx (m ²)	7
S (m ²) final por filtro	7
Diam final del filtro (m)	3
Num filtros	4
Num filtros (+ reserva)	5
Q agua lavado (m ³ /h)	498
V agua lavado (m ³)	665

Tabla 26. Cálculo de cámara de almacenamiento y filtros verticales para la E.R.A.R. de Medina de Rioseco.

x) Diseño de E.R.A.R. compacta de tipo circular

	Volumen equipo (m ³)	% corona	Perímetro (m)
Decantador	698		
Oxidación Total (con nitrificación)	1637	69	69.0
Espesador	80	3	3.4
Digestor	170	7	7.2
Cámara almacenamiento	598	25	25.2
Volumen total	3183	105	104.8

Tabla 27. Diseño de E.R.A.R. compacta Medina de Rioseco.

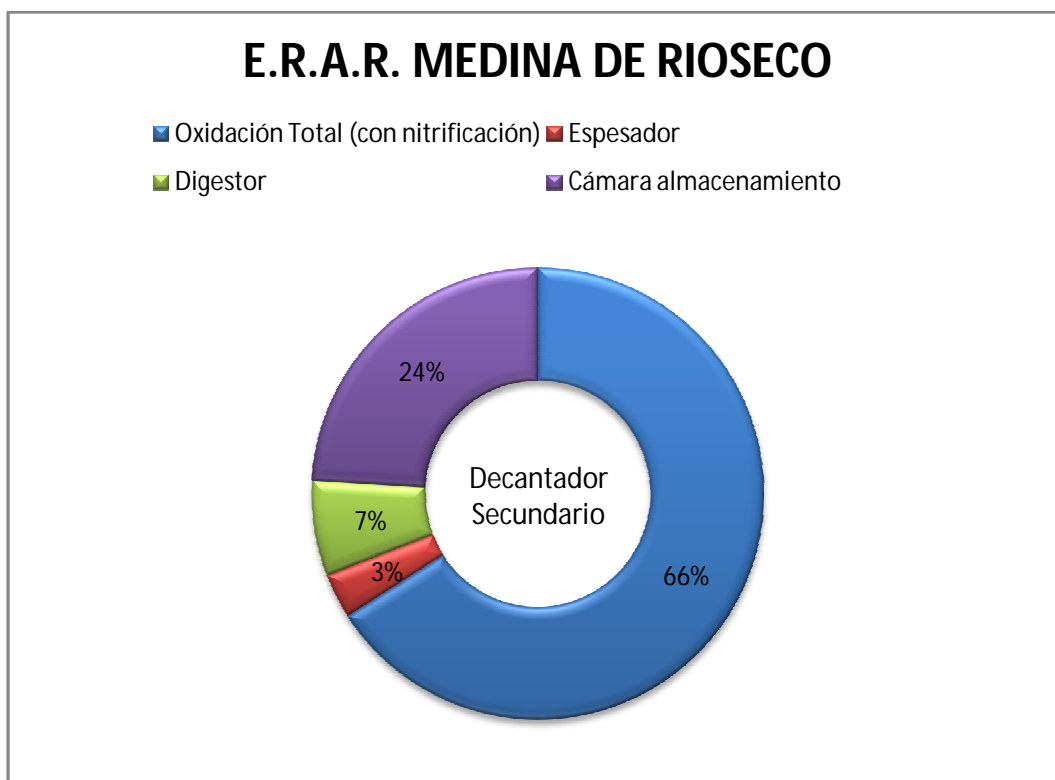


Gráfico 4. Diseño de E.R.A.R. compacta Medina de Rioseco.

Área total (m ²)	796
Diámetro Total (m)	32
Área corona (m ²)	593
Perímetro (m)	100
Diámetro Decantador (m)	16
Área Decantador (m ²)	203

Tabla 28. Dimensiones finales de la E.R.A.R. compacta Medina de Rioseco.

4.3 PIVIJAY

i) Pozo de Gruesos

Q máx	146	m ³ /h
Tr	2	min
CH	1	m ³ /m ² *min
Volumen	5	m ³
Superficie	2	m ²
h (m)	2	m
Ancho teórico	3	m
Largo teórico	0.8	m
Ancho real	3	m
Largo real	3	m

Tabla 29. Cálculo de pozo de gruesos para E.R.A.R. de Pivijay.

El ancho del pozo de gruesos se fija en función del pozo de bombeo, el cual viene fijado por el diámetro de las bombas y el espacio que se deja entre ellas, de tal manera que pueda llevarse a cabo el mantenimiento del mismo.

ii) Pozo de Bombeo

Nº de bombas	3	
Caudal por bomba	100	m ³ /h
Diámetro	0.35	m
Espacio entre bombas	0.5	m
Ancho pozo bombeo	3	m
Largo pozo bombeo	1.5	m

Tabla 30. Cálculo de pozo de bombeo para E.R.A.R. de Pivijay.

iii) Rejas

Q med	72	m ³ /h
Q max	146	m ³ /h
Q med	0.020	m ³ /s
Q max	0.041	m ³ /s
L	20	mm
V media	0.8	m/s
V máx	1.2	m/s
V del agua en el canal	0.4	m/s
C	0.7	
H	0.09	m
Ángulo	80	°
e	8	mm
Superficie med	0.05	m ²
Superficie máx	0.07	m ²

Tabla 31. Cálculo de rejas para E.R.A.R. de Pivijay.

Se instalarán dos rejas automáticas más una de reserva.

	D=1,2B	D=1,5B	D=1,4B
B ancho (m)	0.17	0.15	0.16
D alto (m)	0.20	0.23	0.22

Tabla 32. Cálculo de ancho de rejas para E.R.A.R. de Pivijay.

Como el ancho es inferior a 0,3 metros, se instalarán las rejas de tipo circular.

iv) Tamiz

De acuerdo con los caudales de diseño se instalará una unidad de tamiz filtrorrotor, más otro de reserva. El modelo de tamiz elegido es GF- 63090, para un caudal de hasta 205 m³/h.

v) Tratamiento Biológico y Producción de Fangos

SS	690	Kg SS/d
DBO	635	Kg DBO/d
CM	0.1	Kg DBO/d / Kg MLSS
X	4.8	Kg MLSS/m ³
V	1324	m ³
TR med	18.4	h
CV	0.48	Kg DBO/d / m ³
η	93	%
OR	1570	Kg/d
a	0.652	
b	0.066	
AS	559	Kg Materia Seca/d
Qpurga	93	m ³ /d
Qrec med	384	m ³ /h
Qrec max	760	m ³ /h
Salida DBO	25	ppm
X lodos	93	m ³ /día
Ln	167.4	Kg/d

Tabla 33. Cálculo de tratamiento biológico para E.R.A.R. de Pivijay.

vi) Decantador Secundario

Qmedio	72	m ³ /h
Qmaximo	146	m ³ /h
CH med	0.5	m ³ /m ² *h
CH max	1	m ³ /m ² *h
Tr med	3.5	h
Tr max	5	h
S med	144	m ²
S max	146	m ²
Vol max	511	m ³
Vol medio	360	m ³
Alt	3.5	m
Diámetro	13.6	m
D final	14	m

Tabla 34. Cálculo de decantador secundario para E.R.A.R. de Pivijay.

vii) Espesador y Digestor

Fangos 2ario (Kg/día)	559
Q fangos 2ario (m3/día)	93
CM Carga sólidos (Kg/m2 día)	35
S (m2)	16
T r (h)	30
Volumen (m3)	116
Altura (m)	4

Tabla 35. Cálculo de espesador de fangos para E.R.A.R. de Pivijay.

Q fangos entran (m3/día)	14
T r digestor (días)	10
Vol digestor (m3)	140
Altura final (m)	4

Tabla 36. Cálculo de digestor aerobio para E.R.A.R. de Pivijay.

viii) Eras de Secado

Q fangos entran (m3/día)	14
Espesor capa fango (m)	0.4
Superficie diaria (m2)	35
Tiempo de secado fango (días)	15
Superficie total necesaria (m2)	524
Ancho era (m)	6
Largo era (m)	12
Superficie era (m2)	72
Número eras	7
Número final eras	8

Tabla 37. Cálculo de eras de secado para E.R.A.R. de Pivijay.

Se colocarán dos filas de cuatro eras.

ix) Cámara de Almacenamiento y Filtros

CÁMARA DE ALMACENAMIENTO	
Q max (m ³ /h)	146
Tiempo almacenamiento (h)	3
Vol. (m ³)	439
h (m)	4
FILTROS VERTICALES	
Q (m ³ /h)	146
CH (m ³ /m ² h)	8
Vel. Agua lavado (m ³ /m ² h)	20
Vel. Aire lavado (m ³ /m ² h)	40
S (m ²) necesaria	18
S máx (m ²)	7
Diam (m)	4.8
S (m ²) final por filtro	7
Diam final del filtro (m)	3
Num filtros	3
Num filtros (+ reserva)	4
Q agua lavado (m ³ /h)	366
V agua lavado (m ³)	487

Tabla 38. Cálculo de cámara de almacenamiento y filtros verticales para E.R.A.R. de Pivijay.

x) Diseño de E.R.A.R. compacta de tipo circular

	Volumen equipo (m ³)	% corona	Perímetro (m)
Decantador	512		
Oxidación Total (con nitrificación)	1271	79	68.7
Espesador	64	4	3.5
Digestor	140	9	7.6
Cámara almacenamiento	439	27	23.7
Volumen total	2426	119	103.5

Tabla 39. Diseño de E.R.A.R. compacta Pivijay.

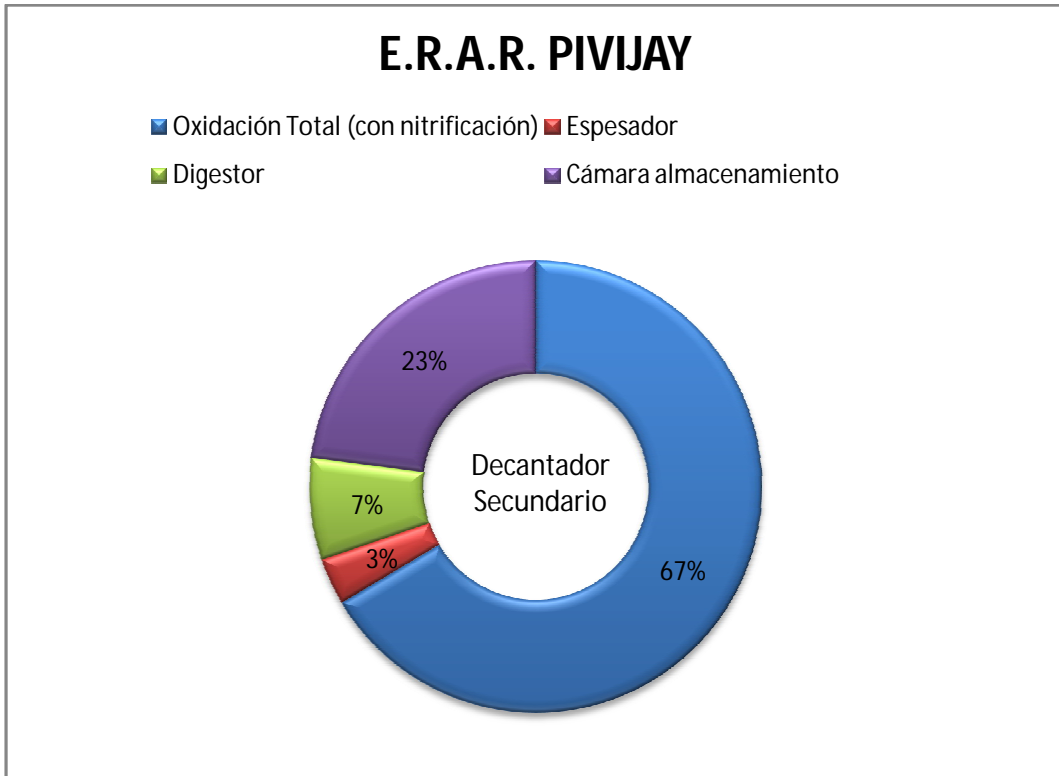


Gráfico 5. Diseño de E.R.A.R. compacta Pivijay.

Área total (m ²)	607
Diámetro Total (m)	28
Área corona (m ²)	404
Perímetro (m)	87
Diámetro Decantador (m)	16
Área Decantador (m ²)	203

Tabla 40. Dimensiones finales de E.R.A.R. compacta Pivijay.

5. BIBLIOGRAFÍA

¹ **FIN DE LA CRISIS DE AGUA Y SANEAMIENTO.** Varios Autores. Disponible en hdr.undp.org/en/media/02-chapter%201_es.pdf 20 de junio de 2009.

² **LAS SEQUÍAS EN ESPAÑA, UN FENÓMENO RECURRENTE.** Fco. Javier Martínez Gil. Disponible en <http://www.unizar.es/fnca/duero/docu/cz1.pdf>. 20 de junio de 2009.

³ **LA DESALINIZACIÓN EN ESPAÑA.** Varios Autores. Disponible en <http://www.spainbusiness.com/icex/cma/contentTypes/common/records/viewDocument/0,,,00.bin?doc=4146280>, 19 de junio de 2009.

⁴ **REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS-2000.** Disponible en <http://www.cra.gov.co/portal/www/resources/tituloc.pdf>, 1 de julio de 2009.

⁵ **EAU ET DURABILITÉ; FUNCTIONNALITÉ DES BASSINS.** Observatorio de la Sostenibilidad en España. OSE. Expo Zaragoza 2.008.

⁶ **TERCER FORO AGUA PARA EL DESARROLLO. COOPERACIÓN EN CUENCAS INTERNACIONALES.** Fundación Canal de Isabel II. 171 páginas. 2008. Madrid

⁷ **ZAHARA DE LOS ATUNES.** Disponible en <http://www.barbate.net/zahara.htm>, 20 de mayo de 2009.

⁸ **PIVIJAY.** Disponible en es.wikipedia.org/wiki/Pivijay, 1 de junio de 2009.

⁹ **FACTIBILIDAD DEL TRATAMIENTO DE RILES MEDIANTE SISTEMAS FÍSICO-QUÍMICOS.** Disponible en www.e-seia.cl/.../Anexo_2_factibilidad_de_tratamiento_las_vegas.doc, 20 de junio de 2009.

¹⁰ **GUÍA PARA LA GESTIÓN INTEGRAL DE LOS RESIDUOS SÓLIDOS URBANOS.** Disponible en http://www.google.es/search?hl=es&rlz=1G1GGLQ_ESES299&q=Las+arenas+y+s%F3lidos+grandes+aumentan+en+%E9pocas+de+lluvia+por+lo+que+es+importante+colocar+un+sistema+de+recogida+de+s%F3lidos+eficaz%2C&btnG=Buscar&meta=, 18 de junio de 2009.

¹¹ **TECNOLOGÍAS PARA LA SOSTENIBILIDAD. Procesos y operaciones unitarias en depuración de aguas residuales.** Juan Antonio Sainz Sastre. Colección EOI Medio Ambiente. Marzo de 2005. Madrid. 416 páginas.

¹² **ELIMINACIÓN DE LODOS EN UNA EDAR.** Máster en Ingeniería de Agua. Disponible en prueba2.aguapedia.org/master/ponencias/pdf/lodos_d.pdf. 15 de julio de 2009.