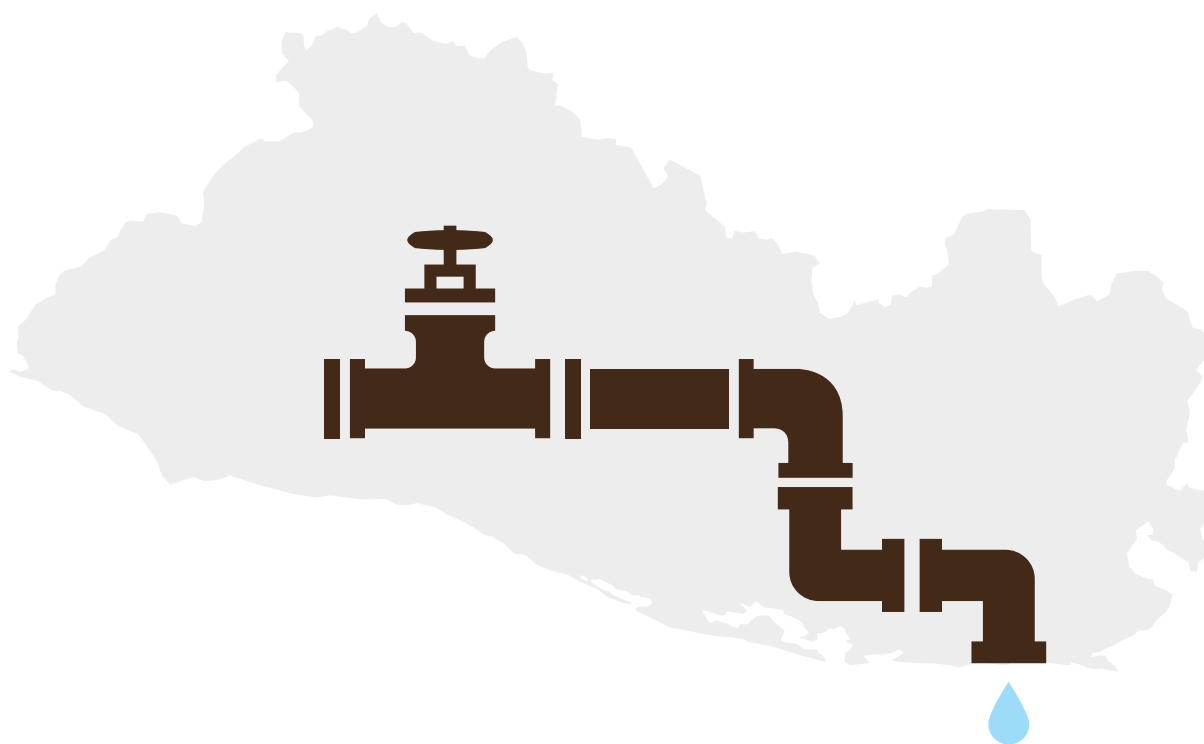




MARN

Ministerio de Medio Ambiente
y Recursos Naturales

Recomendaciones para la **selección de tratamientos de depuración de aguas residuales urbanas** en la República de El Salvador



MARN

Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales



MARN

Ministerio de Medio Ambiente
y Recursos Naturales

Recomendaciones para la **selección de tratamientos de depuración de aguas residuales urbanas** en la República de El Salvador



MARN

Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales

Recomendaciones para la selección de tratamientos de depuración de aguas residuales urbanas en la República de El Salvador

Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN)
El Salvador, Centro América

Elaboración
Unidad Ejecutora de Programas Hídricos
Gabinete Técnico

Edición, diseño y diagramación
Unidad de Comunicaciones, MARN

San Salvador, enero 2016

Derechos reservados. Prohibida su comercialización
Este documento puede ser reproducido todo o en parte, reconociendo los derechos del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN).
Kilómetro 5½ carretera a Santa Tecla
calle y colonia Las Mercedes, instalaciones ISTA
San Salvador, El Salvador, Centro América

Tel.: (503) 2132 6276
Sitio web: www.marn.gob.sv
correo electrónico: medioambiente@marn.gob.sv
Facebook: www.facebook.com/marn.gob.sv
Twitter: @MARN_Oficial_SV

Presentación

El objetivo principal de esta gestión, iniciada el 1 de junio de 2014, es generar acciones articuladas respecto a la reducción de los riesgos socioambientales y adaptación al cambio climático, impulsar la restauración de los ecosistemas y paisajes; el manejo integral de los desechos sólidos y materiales peligrosos; la gestión integral del recurso hídrico y la promoción de la gobernanza ambiental.

Específicamente y en seguimiento a los compromisos adquiridos en el Plan Quinquenal de Desarrollo 2014-2019, este Ministerio ejecuta importantes acciones orientadas a promover la gestión integral y la seguridad hídrica, para la calidad de vida y el desarrollo económico y equitativo del país. Un avance estratégico en este sentido ha sido la elaboración del Plan Nacional de Gestión Integrada del Recurso Hídrico, que establece planes de acción para zonas prioritarias, algunas de las cuales han sido seleccionadas debido a los graves problemas ambientales que se deben atender.

Más del 95 % de las aguas residuales domésticas se descargan en un cuerpo receptor sin ningún tratamiento, y muchas de esas aguas que salen de los escasos sistemas de tratamiento de

aguas residuales no cumplen con los límites de contaminación establecidos por la permisiva normativa vigente, lo cual constituye focos importantes de contaminación e insalubridad para las poblaciones adyacentes.

Gracias al apoyo financiero de países amigos, el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) firmó un Convenio de Cooperación Técnica con el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas de España (CEDEX), para apoyar y asesorar en el seguimiento del mencionado Plan Hídrico, y para el establecimiento de criterios técnicos para la selección de tratamientos de depuración de aguas residuales, en poblaciones menores a 50,000 habitantes.

Este documento constituye una herramienta que forma parte de la planificación sectorial, en aspectos específicos del tratamiento de aguas residuales urbanas, para avanzar en la reversión de esta problemática, implementando sistemas de depuración que sean adecuados a nuestras condiciones socioeconómicas y que permitan garantizar a las poblaciones urbanas el derecho al saneamiento, mediante un servicio sostenible.

ÍNDICE

1. Introducción	7
2. La gestión de las aguas residuales urbanas en El Salvador	12
2.1. Aspectos generales	12
2.2. Marco institucional, normativo y de planificación del saneamiento y la depuración.....	23
2.3. La situación de la depuración de las aguas residuales urbanas	30
2.4. Observaciones	38
3. Líneas de tratamiento de depuración adoptadas	40
3.1. Selección de los tratamientos adecuados	40
3.2. Aspectos analizados en cada tratamiento.....	45
3.3. Bases de partida para los dimensionamientos básicos.....	49
4. Pretratamientos y tratamientos primarios	52
4.1. Obra de llegada.....	52
4.2. Pretratamiento	52
4.3. Medida de caudal	58
4.4. Tratamientos primarios.....	60
5. Descripción y caracterización de las líneas de tratamiento seleccionadas	66
5.1. Filtros Percoladores	66
5.2. Reactores anaerobios de flujo ascendente más filtros percoladores	78
5.3. Lagunas de estabilización	90
5.4. Humedales artificiales.....	101
5.5. Aireación extendida.....	116
5.6. Contactores Biológicos Rotativos	130
6. Tratamientos de desinfección	142
6.1. Los límites de patógenos exigidos en la normativa salvadoreña	142
6.2. Tratamientos de desinfección adoptados.....	143
6.3. Cloración.....	144
6.4. Lagunas de maduración.....	157
6.5. Humedales de flujo superficial.....	159
7. Tratamientos de lodos.....	162
7.1. Producción y características de los lodos.....	136
7.2. Sistemas de tratamiento de lodos adoptados.....	164



8. Criterios de selección de los tratamientos de depuración	185
8.1. Introducción	185
8.2. Metodología para la selección de las líneas de tratamiento	186
8.3. Conocimiento del medio y de las condiciones locales	189
8.4. Criterios de selección	195
8.5. Eliminación de los tratamientos que no cumplan los criterios limitantes	212
8.6. Ponderación de cada criterio.....	213
8.7. Valoración respecto a cada criterio	214
8.8. Selección de los tratamientos más adecuados.....	214
 Bibliografía	 217
 Nomenclatura y abreviaciones.....	 223
 Anexos	 224
I. Precios unitarios de obra civil y equipos utilizados en la estimación de los costos de implantación	224
II. Bases para la estimación de los costos de explotación y mantenimiento	231

I. Introducción

El tratamiento de las aguas residuales urbanas constituye uno de los grandes retos de El Salvador en el momento actual. Los bajos niveles de cobertura trae como consecuencia que la mayoría de las aguas que circulan por los colectores urbanos sean vertidas a quebradas, ríos, lagunas o costas, sin ningún tipo de tratamiento, por lo que este tipo de vertidos constituye una de las causas más importantes de la contaminación de las masas de agua.

La Estrategia Nacional de Saneamiento Ambiental (MARN, 2013) identifica entre los grandes problemas de El Salvador la mala situación de los sistemas de alcantarillado sanitario, la falta de tratamiento de las aguas residuales y sus impactos sobre la salud y el medio ambiente.

Dos de los tres ejes que componen la Estrategia Nacional de Saneamiento Ambiental (ENSA) son: el tratamiento de las aguas residuales y el saneamiento básico de las zonas urbanas y rurales. En estos ejes se han identificado como temas críticos, la sensibilización, la formación y la investigación, y como requerimientos institucionales, la coordinación interinstitucional, el fortalecimiento institucional, la gobernanza local, los modelos de gestión, el monitoreo, reporte y verificación de resultados, y la legislación y normativas sectoriales.

Respecto a las infraestructuras de depuración existentes, la ENSA reconoce el mal estado de las plantas de tratamiento, su baja eficiencia y sus problemas de sostenibilidad, apostando por la implementación de la depuración en dos fases, la primera recuperando las inversiones realizadas a través de la rehabilitación de las plantas existentes, y la segunda realizando inversiones en nuevos sistemas que permitan la descontaminación

de las zonas prioritarias. En ambos casos se requerirá la adopción de sistemas de tratamiento y de gestión sostenibles adecuados a la realidad socioeconómica del país, que permitan la operación de los mismos a largo plazo.

Hay que señalar que hasta 2012, no existió una política común respecto al tratamiento de las aguas residuales y las inversiones en saneamiento urbano han sido insuficientes para compensar el crecimiento de la población, siendo la ENSA, el instrumento más avanzado de política nacional para el desarrollo del sector de saneamiento y la depuración.

En este escenario surge la firma del convenio “Programa de Gobernabilidad y Planificación de la Gestión de Recursos Hídricos de El Salvador”, entre el Gobierno de España, a través de la Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo (AECID) y el Ministerio de Relaciones Exteriores de El Salvador, cuyo beneficiario es el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN), como responsable principal, y la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillado (ANDA), como ejecutor delegado del componente “Plan Nacional de Agua Potable y Saneamiento”. El objetivo general de este programa es contribuir a una gestión integral de los recursos hídricos en el país, priorizando el acceso sostenible a los servicios de abastecimiento de agua potable y saneamiento, siendo su objetivo específico fortalecer las capacidades de las instituciones locales y fomentar la gobernabilidad en el sector agua potable y saneamiento.

En el marco de este programa el MARN ha formulado, desde el 2013, el Plan Nacional de Gestión Integrada de los Recursos Hídricos. En el diagnóstico llevado a cabo dentro del Plan se reflejan las importantes



carencias en los sistemas colectivos de saneamiento y de tratamiento de las aguas residuales vertidas, poniendo de manifiesto que el principal problema de los recursos del país es la mala calidad de las aguas superficiales. Esta mala calidad se genera fundamentalmente por los vertidos urbanos e industriales sin un tratamiento adecuado. Como consecuencia, el Plan de acción que se está planteando para alcanzar los objetivos de la planificación hídrica ha identificado un importantísimo número de medidas estructurales destinadas al saneamiento y a las plantas de tratamiento asociadas.

En ese mismo año el MARN firmó con el CEDEX (organismo público español dedicado al estudio y experimentación de materias relacionadas con las obras públicas y el medio ambiente asociado), un convenio de cooperación técnica para apoyar y asesorar en el seguimiento de la elaboración del citado Plan cuyos trabajos han sido desarrollados principalmente por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX, entidad con amplia experiencia en el campo de la planificación hidrológica y en la planificación del saneamiento y la depuración.

En el ámbito del convenio con el CEDEX, el MARN consideró conveniente incluir como una tarea, la “Elaboración de recomendaciones para la selección de tratamientos de depuración de aguas residuales urbanas en la República de El Salvador”, que constituye el contenido de este documento. El CEDEX contó con la colaboración de la Fundación Centro de Nuevas Tecnologías del Agua (CENTA), institución prestigiosa en el ámbito de las tecnologías de depuración de aguas residuales extensivas e intensivas, que dispone de una planta experimental, en Carrión de los Céspedes (Sevilla), de renombre internacional.

Objetivo del documento

La actividad planificadora del sector del saneamiento y la depuración que comienza a desarrollarse, abre una oportunidad para, desde el análisis de la experiencia del sector, sus deficiencias y fortalezas, este pueda avanzar en la búsqueda los tratamientos más adecuados a la realidad socioeconómica de El Salvador, que logre cumplir con las legislaciones medioambientales y sanitarias, y que permitan su sostenibilidad en el tiempo. Una de las causas principales del fracaso y de la ineficiencia de las instalaciones actuales es la selección de tecnologías inapropiadas y los problemas derivados del diseño y de la construcción de las mismas. Por tanto, conocer las características de cada tecnología y saber seleccionar la más adecuada en cada caso concreto, constituye un elemento central en el desarrollo del sector.

Este es el objetivo de este documento, *proporcionar recomendaciones que faciliten la toma de decisiones a las administraciones y entidades públicas y privadas, en la selección de los sistemas de depuración de aguas residuales más adecuados en la República de El Salvador.* Estas recomendaciones se plantean como un instrumento eminentemente práctico, donde se identifiquen los tratamientos de depuración de mayor interés y se establezcan criterios claros de selección en función de las condiciones locales: características del agua residual a tratar, condiciones del terreno, climatología, lugar de vertido, etc.

Las recomendaciones constituyen también una herramienta de ayuda para el desarrollo de la planificación sectorial en los aspectos relativos al tratamiento de las aguas residuales urbanas, mediante la implementación de sistemas de depuración adecuados a las condiciones socioeconómicas de El Salvador, que se configuren como un servicio público de calidad sostenible en el tiempo.

En su elaboración se han tenido en cuenta los estudios, proyectos y experiencias que en materia de depuración de aguas residuales urbanas han llevado a cabo las distintas entidades públicas y privadas responsables del sector, así como la comunidad científica de El Salvador.

Metodología

Hay que destacar el esfuerzo realizado por el MARN y CEDEX para profundizar en las condiciones actuales del sector. Así, se ha analizado la información disponible, se han mantenido conversaciones con todos los actores implicados (técnicos, gestores, operadores, etc.), y se ha realizado una intensa labor de campo visitando y analizando las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) más representativas del país. De esta forma se ha podido conocer los aspectos (institucionales, normativos, socio-económicos, de gestión, etc.) que condicionan el desarrollo del sector de la depuración, así como las tecnologías existentes y los problemas respecto a su diseño, construcción, explotación y mantenimiento. Este análisis se recoge en el capítulo segundo “La gestión de las aguas residuales urbanas en El Salvador.

Otro aspecto a resaltar es el método participativo utilizado en la elaboración del documento. Para asegurar la participación del personal técnico salvadoreño en la elaboración de los trabajos, se constituyó un Grupo Técnico de seguimiento, compuesto por representantes del MARN, ANDA Y FISDL, cuya función fue discutir y proponer mejoras a las propuestas presentadas por el CEDEX. Esta actividad se ha complementado con la realización de diversos talleres en los que se han discutido los temas más importantes del documento, desde las características y parámetros de diseño de las líneas de tratamiento seleccionadas, a los criterios y metodología de selección de los

tratamientos adecuados en cada caso. En estos talleres han participado, además de personal técnico de los ministerios y entidades públicas implicadas en la depuración, representantes de agencias de cooperación, organizaciones no gubernamentales, organismos financieros sector privado y academia, consultores, etc. El texto final del documento ha sido fruto del consenso, lo que le aporta universalidad y aplicabilidad.

Contenido del documento

El documento se estructura en cuatro bloques diferenciados:

- Bloque I: Capítulo dos
- Bloque II: Capítulo tres
- Bloque III: Capítulos cuatro, cinco, seis y siete.
- Bloque IV: Capítulo ocho

En el *primer bloque* (capítulo 2), se realiza una reflexión sobre los aspectos que influyen el desarrollo del saneamiento y la depuración en El Salvador; desde los aspectos económicos, institucionales y normativos, hasta la experiencia existente y los problemas de gestión y operación de las PTAR. Estas reflexiones han servido de base para que el documento de recomendaciones y la metodología de selección se adecúe a la realidad del país.

En el *segundo bloque* (capítulo 3), se establece el ámbito de población al que se van a referir las recomendaciones (de 100 a 50.000 habitantes), se seleccionan las líneas de tratamiento de aguas residuales urbanas más adecuadas para el país y se definen los aspectos que se van a analizar en cada tratamiento, en los capítulos posteriores, de cara a una evaluación de las distintas

alternativas. Dentro de las características relativas a cada tratamiento se incluye una estimación de la superficie necesaria para su implantación, los costos de implantación y los de explotación y mantenimiento.

La estimación de superficies y costo constituye un elemento singular de las recomendaciones, al que conviene prestar especial atención. Para su estimación se ha procedido a un dimensionamiento básico para diferentes tamaños de poblaciones (100, 500, 1,000, 2,000, 5,000, 10,000, 15,000, 20,000, 25,000, 30,000, 40,000 y 50,000 habitantes), en función de la línea de tratamiento. Este dimensionamiento se basa en: a) los criterios de diseño recomendados para cada tipo de tratamiento, b) las bases de partida que se recogen en el propio capítulo (caudales y cargas contaminantes del agua residual a tratar) y c) una serie de requisitos referentes a la obra civil, los equipos, la urbanización y los puntos límites, que también se recogen en el citado capítulo.

Para la estimación de los costos de implantación se han utilizado los precios unitarios vigentes en El Salvador en 2014, suministrados por el MARN y el FISDL, que se recogen en el anexo 1 de este documento. Para la estimación de los costos de explotación y mantenimiento se han establecido unos criterios sobre el personal necesario, el consumo eléctrico, el mantenimiento adecuado, el transporte y gestión de lodos y los controles a realizar en la PTAR, para asegurar un servicio de calidad, que se recogen en el anexo 2 de este documento. Los precios unitarios de explotación y mantenimiento han sido suministrados por el MARN y ANDA.

En el *bloque tercero* (capítulos 4 al 7) se recoge información técnica y económica referente a cada una de las líneas de tratamiento seleccionadas: filtros percoladores, reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA), seguido de filtros percoladores, lagunas

de estabilización, humedales artificiales, aireación extendida y contactores biológicos rotativos, con el objetivo de conocerlas suficientemente, de cara a su valoración en la selección de alternativas. El bloque se divide en cuatro capítulos.

En el capítulo cuatro, se establecen las recomendaciones y parámetros de diseño de los pretratamientos y tratamientos primarios. Estos elementos forman parte de todas las líneas de tratamiento, pero se ha preferido tratarlos en otro capítulo, para no repetir sus condiciones en cada línea.

En el capítulo cinco se recoge para cada línea de tratamiento, su descripción, sus parámetros de diseño y sus características principales: rendimientos, superficie ocupada, influencia de las características del terreno, influencia de la temperatura, flexibilidad ante variaciones de caudal y carga, cuantía y características de los lodos producidos, complejidad de explotación y mantenimiento, impactos medioambientales, costos de implantación y costos de explotación y mantenimiento.

Los capítulos sexto y séptimo versan sobre los tratamientos de desinfección y los tratamientos de lodos, dos temas que por su singular importancia se han tratado de forma separada. La normativa de vertido salvadoreña establece límites muy estrictos respecto a los coliformes fecales y totales en el efluente depurado (2.000 y 10.000 NMP/100 ml respectivamente), por lo que es necesario reflexionar sobre los tratamientos de desinfección más adecuados, en función de las condiciones socioeconómicas del país y las necesidades medioambientales. En el capítulo se recomienda una serie de tratamientos intensivos y extensivos (cloración, lagunas de maduración y humedales superficiales) de los que se recoge sus características y criterios de diseño.

Referente a los tratamientos de lodos, se han analizado tecnologías destinadas a estabilizar y/o deshidratar dichos lodos. Su destino final, disposición en el terreno, valoración energética o disposición en vertedero, dependerá de su calidad y de las normativas que se adopten para cada caso. Al no existir en El Salvador normativa sobre gestión de lodos procedentes de PTAR, no se ha procedido a valorar las distintas opciones en este documento. Al igual que en el caso de la desinfección, en el capítulo se recomiendan varios tratamientos (digestión anaerobia, patios de secado y humedales artificiales), de los que se recoge sus características y criterios de diseño.

Conviene aclarar que con la información que se proporciona en esos cuatro capítulos no es suficiente para proyectar plantas depuradoras, siendo su objeto principal seleccionar la más adecuada en cada caso. No obstante, sí puede ser útil como apoyo a la planificación en temas de depuración.

En el *bloque cuarto* (capítulo 8) se establece la metodología para evaluar y seleccionar la línea de tratamiento más adecuada. Se valoran las seis líneas de tratamiento seleccionadas como las de mayor interés para El Salvador, pero con la metodología propuesta, la valoración se podría ampliar a otros tratamientos diferentes. El proceso de evaluación se basa en una matriz de decisión que relaciona los distintos aspectos que pueden considerarse en un proceso de tratamiento de aguas residuales, bajo unas determinadas circunstancias, mediante la asignación de calificaciones en los diversos criterios, según la opinión de los evaluadores. Los criterios reciben una ponderación según su importancia, en función de cada caso de evaluación. Como condición previa a la aplicación de la matriz deben tenerse en cuenta dos factores: a) el conocimiento de las características de cada línea de tratamiento y b) la información precisa sobre las condiciones locales a través de estudios previos.

Autoría y agradecimientos

Este documento ha sido elaborado por Enrique Ortega y Raquel Iglesias del Área de Tecnología del Agua del Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX, con la colaboración del MARN y del CENTA. El CENTA ha participado fundamentalmente en los trabajos relativos a la selección de las líneas de tratamiento, a la definición de sus características, como en la estimación de la superficie ocupada y de los costos de implantación y de explotación de las distintas alternativas.

La dirección de los trabajos estuvo a cargo de Hernán Romero y José Alberto Gómez, por parte del MARN, y de Enrique Ortega y Raquel Iglesias, por parte del CEDEX. En la redacción de los trabajos colaboraron: Juan José Salas y Álvaro Real del CENTA, Ignacio del Río, Lucía Sobrados y Yasmina Ferrer del Área de Tecnología del Agua del CEDEX, y Roberto Avelar y Wilfredo Ávila del MARN.

En el capítulo de agradecimientos, señalar en primer lugar el apoyo institucional recibido por el MARN, ANDA, y FISDL, imprescindible para el desarrollo de los trabajos, resaltando la colaboración de Nelson Escamilla (ANDA), Claudia de Arriaza (ANDA), Martha María Nuila (ANDA), Francisco A. Hernández (ANDA), Jorge Manzano (ANDA), Gladys M. Rodríguez (ANDA), Cesar Rubio (ANDA), Elizabeth Amaya (MARN), Cecilia Carranza (MARN), Sol María Muñoz (MARN), Marcia de Calderón (MARN), Jorge A. Mercado (MARN), Evelyn Castro (MINSAL), Carlos Ávila (FISDL), Gueller Quintanilla (FISDL), y Efraín A. Rodríguez (UES. Agronomía). Por último agradecer también la colaboración de otras instituciones y personas a nivel individual, que a través de su participación en talleres y en reuniones, han aportado información e ideas que se han incorporado en este documento.



2. La gestión de las aguas residuales urbanas en El Salvador

Para elaborar unas recomendaciones para la implantación de sistemas de depuración de las aguas residuales urbanas en la República de El Salvador, es preciso analizar previamente todos aquellos aspectos que pueden condicionar el desarrollo de la depuración, como las características del país, el marco institucional y normativo, la situación del sector o las experiencias existentes en los tratamientos de aguas residuales.

Dentro de los aspectos institucionales y normativos se dedicará especial atención a aquellas leyes o reglamentos que en mayor medida inciden en el tipo de tratamientos de aguas residuales a adoptar, como la “Norma salvadoreña para descargas de aguas residuales a un cuerpo receptor” (2009), a la distribución competencial entre las distintas administraciones, y a las estrategias actuales encaminadas a dinamizar el saneamiento y la depuración.

Para conocer la situación de la depuración en El Salvador, se analizará la cobertura existente, las tecnologías implantadas en el país, la experiencia de los operadores, la situación de las plantas de tratamiento de agua residual (PTAR), los aspectos técnicos y operativos, y los sistemas de gestión y financiación de las mismas.

Finalmente se realizarán algunas reflexiones sobre los aspectos que condicionan el desarrollo de la depuración.

2.1. Aspectos generales

El Salvador está situado en la América Central, limita al norte y este con

Honduras, al sur con el océano Pacífico y al oeste y noroeste con Guatemala. El Golfo de Fonseca en el extremo sureste lo separa de Nicaragua. Es el país más pequeño de América Central con una extensión de 21,040.8 Km². Está dividido administrativamente en 14 departamentos y 262 municipios, los cuales están agrupados en cuatro zonas geográficas: occidental, central, paracentral y oriental.

2.1.1. Población

El Salvador es el país más densamente poblado de la región. Según la Encuesta de Hogares de Propósitos Múltiples (EHPM-2012), la población total es de 6,249,262 habitantes, con una densidad poblacional de 297 habitantes por km²; en las áreas urbanas residen 3,910,412 habitantes, representando el 62.6 % del total de la población y en el área rural residen 2,338,850 habitantes, lo que representa el 37.4 %.

El Área Metropolitana de San Salvador (AMSS), alberga el 27.8 % del total de habitantes del país. La EHPM 2012 reporta que el 63.7 % de la población es menor de 30 años y la población de 60 años y más, representa el 11 %. Esto revela que la población salvadoreña es bastante joven, lo que facilita la renovación generacional en los ámbitos productivos y de la sociedad en general.

En la Tabla 2.1 se recoge la distribución de la población urbana de El Salvador por rangos de población de los distintos municipios. Los datos son del Censo de Población y Vivienda de 2007, pero sirven para darnos una idea bastante aproximada de dicha distribución.

Tabla 2.1. Distribución de la población urbana de El Salvador (Censo 2007)

Rango	N° Municipios (Núcleos urbanos)	N° Habitantes
>50,000	16	1,997,329
40,000 - 50,000	6	266,492
20,000 - 40,000	13	376,896
10,000 - 20,000	29	437,832
5,000 - 10,000	34	242,676
2,000 - 5,000	54	170,160
1,000 - 2,000	51	71,727
500 - 1,000	38	29,351
<500*	21	7,964
Total	262	3,600,427

La tasa de crecimiento de la población ha ido disminuyendo en el país, tal como se muestra en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2. Tasa de crecimiento poblacional año 2000 al 2011

Año	Tasa de crecimiento	Año	Tasa de crecimiento
2000	1.87	2006	1.72
2001	1.85	2007	1.70
2002	1.83	2008	1.68
2003	1.81	2009	1.66
2004	1.78	2010	0.33
2005	1.75	2011	0.32

2.1.2. Situación económica

La Población Económicamente Activa (PEA), que es definida como la parte de las Personas en Edad de Trabajar (PET) que realiza alguna actividad económica u ofrece su fuerza de trabajo al mercado laboral, según la EHPM 2012 está constituida por 2,724,754 personas; de este total el 59.4 % es representado por los hombres y el 40.6 % por las mujeres. Al caracterizar la PEA por área geográfica, el área urbana participa en el total de la PEA en un 66.4 % mientras que la zona rural lo hace en un 33.6 %. La tasa global de participación es

un indicador que cuantifica el tamaño relativo de la fuerza de trabajo; este es definido como la relación porcentual entre el número de personas que componen la fuerza de trabajo o PEA y el número de personas que integran la PET. Para el año 2012, este indicador es de 63.2 %, es decir, existen más de 63 personas ocupadas u ofertando su fuerza de trabajo al mercado laboral por cada 100 personas en edad de trabajar. La tasa específica de participación a escala nacional es de 81.4 % para los hombres y de 47.9 % para las mujeres; para la zona urbana de 78.2 % para los hombres y de 53.7 % para las mujeres, en

la zona rural es de 86.8 % para los hombres y de 36.5 % para las mujeres.

Del total de la PEA, 2,559,315 se encuentran ocupadas, lo que representa el 93.9 %, mientras que 165,439 personas se encuentran desocupadas, lo que indica una tasa de desempleo de 6.07 %. En el área urbana, de la PEA, según su condición de empleo, por cada 100 personas, 59 se encontraron plenamente ocupadas; 31 subempleadas y 6 desempleadas.

Entre los indicadores más relevantes que se obtienen a través de la EHPM 2012, está el *indicador de la pobreza*. A escala nacional un 34.5 % de los hogares se encuentra en pobreza; de estos el 8.9 % se encuentra en pobreza extrema; mientras que el 25.6 % en pobreza relativa.

En el área urbana el 39.9 % de los hogares vive en pobreza; el 6.5 % está en pobreza extrema y el 23.4 % en pobreza relativa. En el área rural un 43.3 % de hogares se encuentra en pobreza, el 13.6 % está en pobreza extrema y el 29.8 % en pobreza relativa. El AMSS cuenta con el menor número de pobres, el 23.0 % de hogares está en esta situación; el 3.7 % se encuentra en pobreza extrema; y el 19.3 % está en pobreza relativa.

Los niveles de pobreza en El Salvador se redujeron más de 14 puntos porcentuales del 2001 al 2012. Esto se refiere a que en 2001 la pobreza en El Salvador afectaba al 48.9 % de la población. Después de una década en el 2012 el nivel de pobreza afecta al 34.5 %. Así, el descenso neto del indicador de pobreza cayó 14.4 %.

2.1.3. Situación educativa

Según la EHPM 2012 el 64,878 personas de 10 años y más no saben leer ni escribir, lo

que representa una tasa de analfabetismo de aproximadamente el 12.4 % a nivel nacional, de este, el 7.8 % está representado por las mujeres, mientras 4.6 % representado por hombres.

En el área urbana la tasa de analfabetismo es de 8.2 %, dentro de esta, la proporción de mujeres es de 5.7 % y la de los hombres de 2.5 %; en lo rural, la tasa de analfabetismo es de 19.9 % correspondiendo el 11.5 % para las mujeres y 8.4 % para los hombres.

En cuanto al conocimiento en saneamiento, el sistema educativo universitario nacional tiene las carreras de Ingeniería Agronómica, Licenciatura en Salud Ambiental, Ingeniería Civil y Arquitectura, entre otras, las cuales abordan el tema de saneamiento, pero es insuficiente para contar con profesionales especializados que desarrollen soluciones apropiadas en este tema. En El Salvador se tiene maestrías o estudios de posgrado relacionadas con la temática, pero no se cuenta con una especialización en saneamiento, lo cual limita la capacidad de respuesta profesional en el tema.

Como un ejemplo del nivel de prioridad del saneamiento en el sector académico, se verificó el Plan de Estudios de la carrera de Ingeniería Civil, de la Universidad de El Salvador, determinando que de las 120 unidades necesarias para graduarse, 20 unidades están aplicadas al agua y saneamiento: Hidráulica, Obras Hidráulicas, Agua y Alcantarillado, Ingeniería Sanitaria y Saneamiento ambiental. Pero de estas 20 unidades apenas 8 unidades son aplicadas al saneamiento, equivalente al 7 % de la carga académica de toda la carrera, y es muy importante comentar que el alcance de estas asignaturas se enfoca en el diseño convencional de saneamiento.

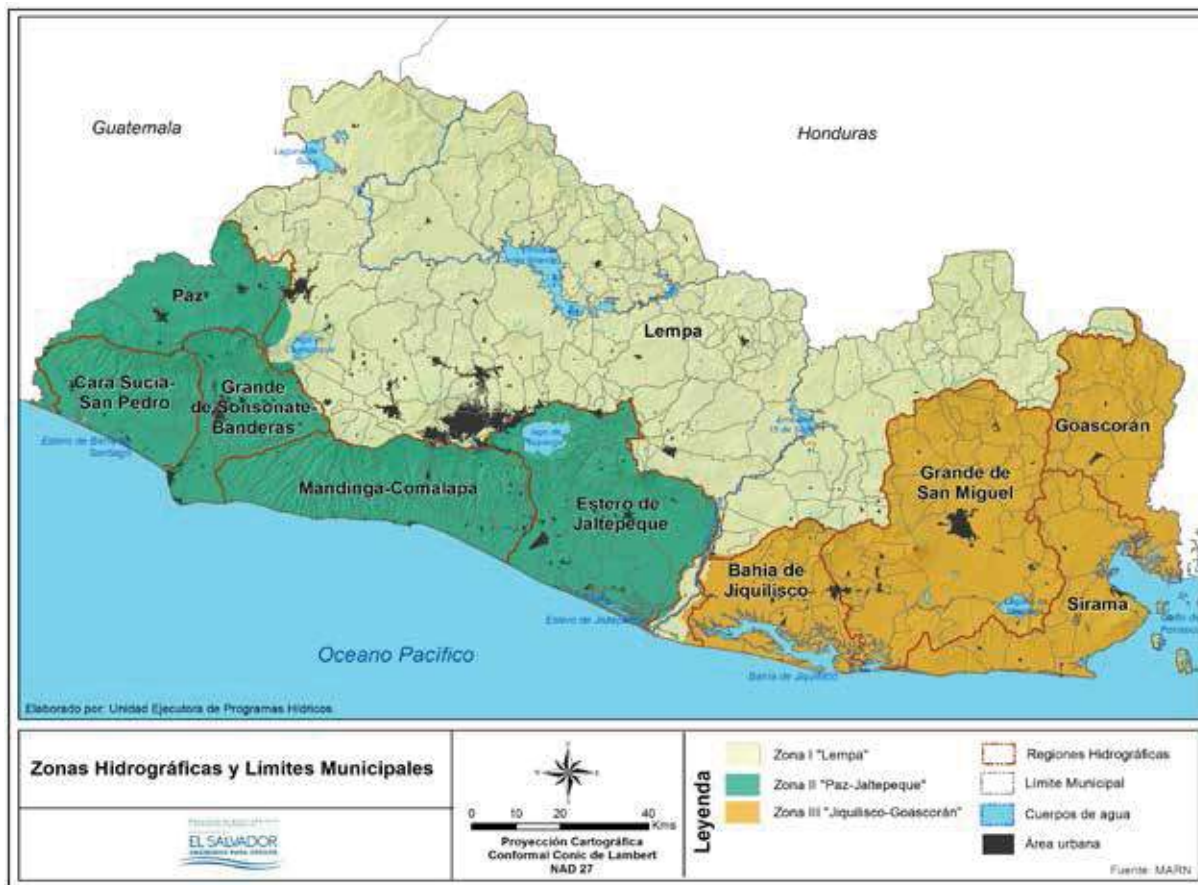


Figura 2.1. Zonas hidrográficas y orografía en El Salvador (MARN 2013)

2.1.4 Características hidrográficas y geomorfológicas del país

Las aguas superficiales del país corresponden a 360 ríos que pertenecen a 10 regiones o cuencas hidrográficas. Todos los ríos de El Salvador drenan hacia el océano Pacífico, con régimen marcadamente estacional: durante la estación lluviosa se dan crecidas con valores extremos, mientras que durante la estación seca los caudales bajan en forma severa. Se trata de cuencas en proceso de degradación y que en un futuro podrían comportarse como ríos de invierno. A la fecha no se cuenta con una legislación que proteja las cuencas hidrográficas ni los nacimientos de cuerpos de agua (Figura 2.1).

Los recursos hídricos, en forma de aguas superficiales y subterráneas, se evalúan

en 12,387 millones de m³ de agua al año. Tomando en cuenta una población de 6.2 millones de personas y una dotación de 250 Lts/personas/día, se requieren unos 557 m³/año, lo que representa un 4.5 % de la oferta hídrica total.

El consumo de los recursos hídricos nacionales según actividad, se estima que se distribuye de la siguiente manera: 4.5 % del total utilizado va para consumo doméstico, el 92.8 % para agricultura, el 2.7 % para usos industriales (Hoekstra, A.Y.; Chapagain, A.K., 2008).

En El Salvador las inundaciones son cada vez más frecuentes y desde 1995 se han incrementado los problemas, especialmente cuando las intensidades de lluvia sobrepasan los 33 mm. Una de sus causas fundamentales

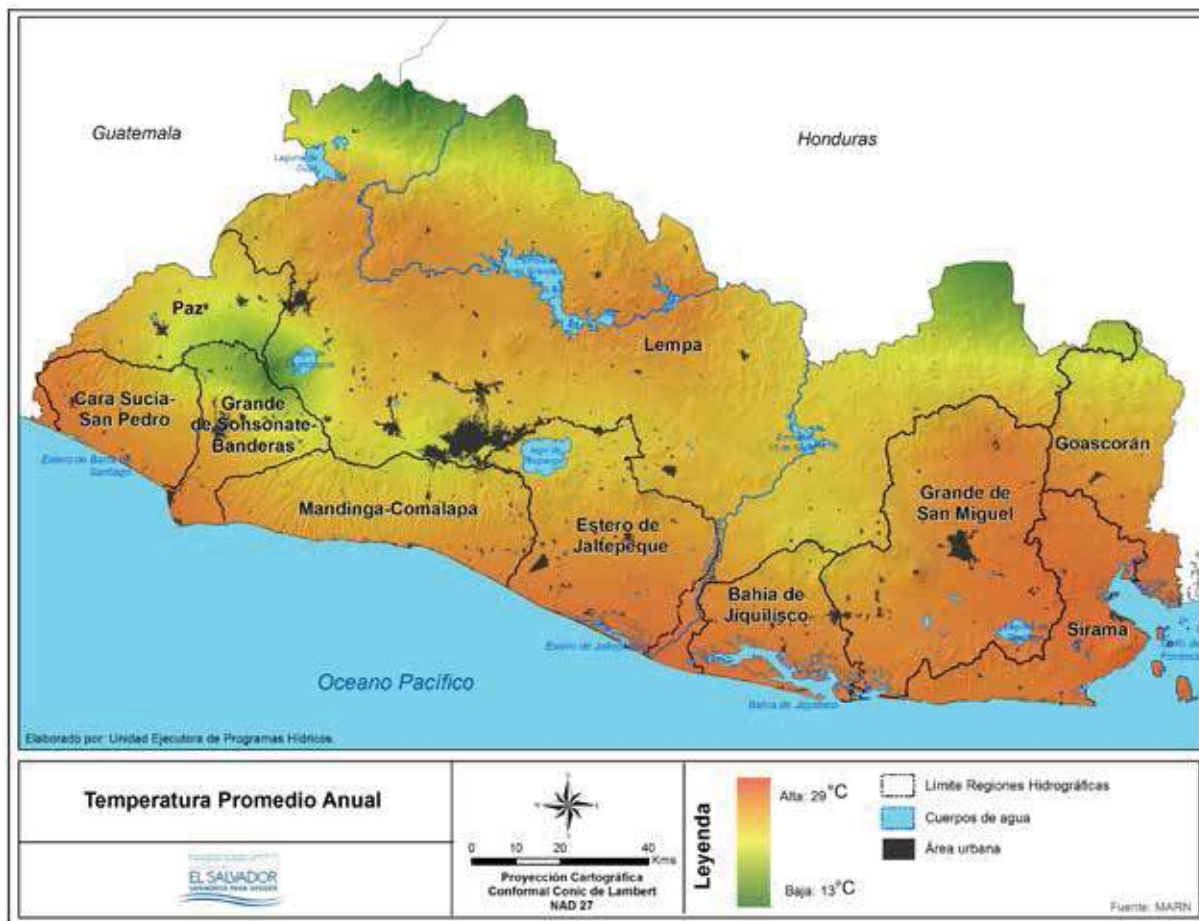


Figura 2.2. Mapa de temperaturas medias en El Salvador (MARN 2014)

es que parte de la cobertura vegetal ha sido reemplazada por el desarrollo de infraestructura y cultivos, sin tomar las medidas necesarias para reducir la escorrentía superficial, incidiendo en mayor grado en las partes bajas de las cuencas. Desde 1998, cuando el huracán Mitch, produjo innumerables inundaciones a nivel nacional, las inundaciones son cada vez más frecuentes, de tal forma que actualmente las zonas aledañas a las quebradas están en riesgo de inundación todos los años.

2.1.4.1. Suelos

En el Mapa de Uso del Suelo, del Centro Nacional de Registro, Proyecto HERPA 2003, se presentan los diferentes usos del suelo, si bien es preciso mencionar que los datos

que allí se recogen se ven afectados año tras año, los procesos de degradación del suelo se consideran severos calculando que se pierden 59 millones de toneladas métricas de suelo anualmente por erosión dentro del 75 % del territorio del país. Entre las causas de esta degradación se encuentran procesos naturales como la erosión propia de los relieves jóvenes y de los materiales poco consolidados y la ocurrencia de lluvias torrenciales con gran poder erosivo, acelerados por factores antrópicos como la excesiva explotación de la cobertura forestal, las inadecuadas prácticas agrícolas utilizadas por una agricultura de subsistencia que se desarrolla sobre un elevado porcentaje de las laderas del país y la utilización de suelos con vegetación no acorde a su vocación potencial.

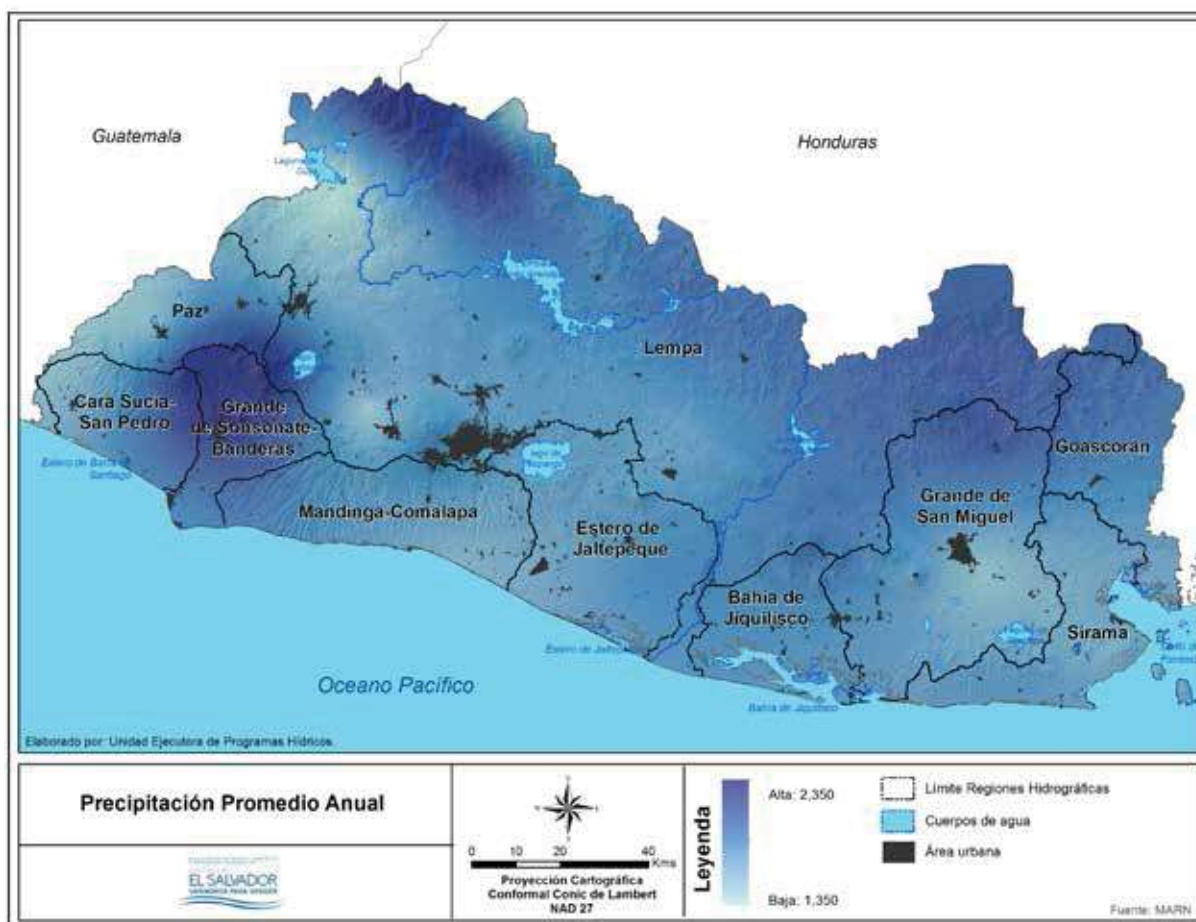


Figura 2.3. Mapa de precipitaciones en El Salvador (MARN)

2.1.4.2. Climatología

El Salvador es un país con un clima tropical que varía según la elevación. Las planicies costeras del Pacífico son muy cálidas, aunque la humedad es relativamente baja, y a partir de los 600 metros hasta los 1,200 de altitud el clima se vuelve templado. En el país se presentan dos estaciones: la estación lluviosa y la estación seca; la lluviosa comprende entre mayo a octubre y la seca entre noviembre a abril. La media de la temperatura anual varía entre 24.2 °C y 25.9 °C. La temperatura promedio anual del país aumentó más de 1.3 °C en las últimas seis décadas y en las siguientes seis décadas posiblemente aumente 2 °C y 3 °C adicionales. La Figura 2.2 recoge un mapa con las temperaturas medias de El Salvador.

La precipitación media anual es de 1,784 mm/año. La distribución se da en forma irregular tanto espacial como temporalmente. Anualmente se registra lluvia superior a a los 2,000 mm en las zonas altas de la cordillera norte, cadena volcánica y cadena costera. Durante el fenómeno de la Canícula, disminuyen las precipitaciones, provocando daños en los cultivos de invierno, que en los meses de julio y agosto se encuentran en pleno desarrollo. Este fenómeno se da especialmente en oriente. En la Figura 2.2 se recoge un mapa con las precipitaciones en El Salvador.

2.1.4.3. Calidad de las aguas superficiales

En general la calidad del agua de los ríos en el país es mala, solo el 17 % del agua superficial

es apta para ser potabilizada mediante procesos convencionales. Casi todas las aguas rebasan los límites establecidos para una buena calidad ambiental y sanitaria en DBO_5 y coliformes fecales.

La mala calidad de agua se debe principalmente a tres aspectos: alto grado de deforestación de bosques, crecimiento demográfico desordenado, mal manejo de los desechos sólidos y aguas residuales (deficiente disposición de heces fecales y residuos industriales, la mayoría de los cuales son descargadas en los ríos sin ningún tratamiento). Según el Ministerio de Salud (MINSAL), las diarreas constituyen una de las primeras diez causas de muerte en el país seguida de enfermedades ocasionadas por los mosquitos y zancudos que en su mayoría se generan debido a que no existe en los ríos y otros cuerpos de agua superficial, una adecuada capacidad de autodepuración, por su baja calidad físico-química y biológica, que reduce los depredadores naturales de estos. Las bacterias más frecuentes en las aguas contaminadas son las coliformes fecales (MINSAL, 2004).

2.1.4.4. Gestión de las aguas residuales

El Catastro de Vertidos del río Acelhuate, realizado para el MARN en 2011, estimó que el Área Metropolitana de San Salvador (AMSS) descarga 3.56 metros cúbicos de aguas residuales por segundo, de los cuales los sectores comercial, industrial y público representan un 12 %, 2 % y 6 % respectivamente, mientras que las domiciliarias aportan un 80 % del total y son la principal causa de contaminación fecal; es decir que la fracción mayoritaria de aguas residuales proviene de los hogares.

Según datos del Boletín Estadístico 2013 de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA), esta gestiona

directamente los sistemas de alcantarillado sanitario de 74 municipios, 10 municipios adicionales son gestionados por operadores descentralizados y existen 178 municipios de los cuales no se reporta información sobre sistemas de alcantarillado sanitario.

Según el Boletín Estadístico 2013, el consumo anual acumulado de agua fue de 191.98 millones de metros cúbicos, por lo que considerando un 80 % como aguas residuales, se estima un total acumulado anual de 153.58 millones de metros cúbicos. Por otra parte, ANDA cuenta con 21 plantas de tratamiento, de las cuales opera y mantiene directamente 20 y una es operada y mantenida por la Zona Franca El Pedregal. De igual forma cuenta con una capacidad instalada para el tratamiento de aguas negras de 186 litros por segundo equivalente a 5.86 millones de metros cúbicos de aguas negras tratadas por año. De los datos anteriores se deduce que el porcentaje de aguas residuales tratadas por ANDA es el 3.82 % del caudal gestionado en sus redes de alcantarillado sanitario a nivel nacional. A la fecha ANDA no cuenta con información precisa del resto de sistemas de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento operados por otras entidades.

Para las instituciones competentes es importante contar con un inventario actualizado de plantas de tratamiento de aguas residuales y un diagnóstico del estado de funcionamiento de las mismas, previo a la implementación de un programa de monitoreo operacional, que incluya la verificación del cumplimiento de la normativa vigente y el fortalecimiento institucional y de otros actores clave, para asegurar la correcta operación y sostenibilidad de las plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas.

Como consecuencia de una gestión inapropiada del territorio, incluyendo un deficiente manejo de las aguas residuales

y desechos sólidos, el recurso hídrico se está degradando, en cantidad y calidad, reduciéndose las oportunidades de utilización segura para diferentes actividades como usos domésticos, riego, turismo y recreación, entre otros. El impacto de las aguas residuales gestionadas inadecuadamente a nivel nacional se evidencia en la Tabla 2.3, la cual muestra los resultados de monitoreo de calidad de agua a nivel nacional del año 2011, en un total de 123 sitios de muestreo de la red hídrica nacional, determinando con base en el criterio de Índice de Calidad General de Agua (ICA), que ninguno de los puntos reportó calidad de agua excelente, solo 12 % de los sitios muestreados presentó calidad de agua buena, mientras que el 82 % de los sitios presentó calidad de agua regular y pésima, limitando las oportunidades de desarrollo de vida acuática y otras.

En el 2012 se presentó a la Asamblea Legislativa el Anteproyecto de la Ley General de Aguas, el cual busca dotar al país de un marco moderno e integrado de gestión del recurso hídrico, que asegure su sostenibilidad a través del establecimiento de un régimen de autorizaciones para uso, vertido de aguas y un mecanismo independiente para la recuperación de costos de operación y captación de recursos financieros que permita afrontar las inversiones prioritarias, tanto en infraestructura sanitaria como el

fortalecimiento institucional, el desarrollo de capacidades técnicas y de modelos de gestión que permitan un buen manejo del recurso hídrico.

Por otra parte, aunque según la información disponible las descargas industriales representan una fracción menor del 2 %¹ de los vertidos, estas generalmente contienen componentes físicos, biológicos y químicos, incluyendo metales pesados, que dificultan su tratamiento, lo que es peor, en muchos casos dichos vertidos industriales se combinan con las aguas residuales del sistema de alcantarillado sanitario público, contaminando mayores volúmenes de agua. Esto ocurre debido a que muchas industrias no cuentan con sistemas de tratamiento apropiados, en muchos casos ni siquiera cuentan con permisos ambientales y no han implementado medidas de adecuación ambiental como sistemas de tratamiento acorde a sus vertidos.

2.1.4.5. Inversión en saneamiento y depuración

La inversión en agua y saneamiento ha sido realizada por ANDA, el Fondo de Inversión Social para el Desarrollo Local y las municipalidades, en los últimos diez años. Otras instituciones con competencia en el tema son: el Ministerio de Salud (MINSAL) que tiene el rol de la vigilancia en la calidad

Tabla 2.3. El Salvador; calidad del agua en ríos año 2011, según el Índice de Calidad General de Agua

Calidad	Porcentajes de sitios	Impacto en la vida acuática
Excelente	0%	Facilita
Buena	12%	Facilita
Regular	50%	Limita
Mala	31%	Limita
Pésima	7%	Imposibilita

Fuente: MARN. Informe de calidad de los ríos de El Salvador, año 2011

¹ Actualización del catastro de vertidos, evaluación sobre la aplicación, cumplimiento y verificación del marco técnico y jurídico de las aguas residuales en la subcuenca del río Acelhuate.

de agua para consumo humano, aprobación y vigilancia de sistemas individuales de tratamiento de aguas negras y grises; el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) que tiene en su mandato de ley garantizar la disponibilidad de agua en cantidad y calidad, además de la prevención y control de la contaminación, a través de la evaluación, supervisión y monitoreo en los sistemas colectivos.

En los últimos 50 años El Salvador no ha realizado las inversiones suficientes para atender las demandas de agua potable y saneamiento que requiere el desarrollo del país, lo cual ha traído como consecuencia el problema permanente de bajas coberturas; especialmente en las áreas rurales, y deficiencias en cuanto a la calidad del servicio (Tabla 2.4).

Es necesario aclarar que la escasa inversión ha sido debido a que los proyectos de inversión en infraestructura de alcantarillado sanitario y de construcción de plantas de tratamiento de aguas residuales requieren de un presupuesto extremadamente alto que sobrepasa la capacidad financiera de ANDA.

De acuerdo a la identificación rápida de necesidades identificadas por la Estrategia Nacional de Saneamiento Ambiental, se requiere de una inversión estimada de

1,500 millones de dólares para atender las necesidades prioritarias en el tema de manejo integral de aguas residuales a nivel nacional. Ello implica que si nos proyectamos un período de 15 años para alcanzar dicha meta, el país requiere de inversiones anuales de 100 millones en proyectos de manejo integral de aguas residuales durante dicho período. Por otra parte visto en perspectiva, 100 millones al año representa aproximadamente el 2 % del presupuesto nacional y un 0.4 % del PIB nacional.

La meta es alcanzable, sobre todo si consideramos que se trata de una inversión estratégica, ya que para el caso de América Latina las inversiones en saneamiento tienen el potencial de retribuir más de siete dólares por cada dólar invertido, debido al potencial de incremento en generación de nuevas fuentes de negocios en turismo, recuperación de zonas productivas, incremento de competitividad, ahorro en costos de tratamiento de aguas de consumo y ahorros en gastos de salud entre otros, que contribuyen al incremento de la productividad nacional.

2.1.4.6. Situación del Área Metropolitana de San Salvador

El sistema de alcantarillado del AMSS tiene un total de 840,552 metros de tuberías que van desde 8 hasta 42 pulgadas de diámetro, de las cuales el 4.7 % tiene más de 80 años

Tabla 2.4. Consumo promedio de agua del AMSS del 2005 al 2009

Sectores	Cantidad de agua consumida (miles de m ³ /año)					Promedio anual	%
	2005	2006	2007	2008	2009		
Residencial	117,382	121,067	120,146	102,807	100,049	112,292	80.1
Industrial	1,705	1,426	1,270	3,007	2,554	1,992	1.4
Comercial	15,233	15,973	14,947	20,513	19,048	17,143	12.2
Sect Público	8,467	8,683	8,502	8,814	9,343	8,762	6.3
TOTAL	142,797	147,149	144,865	135,141	130,994	140,190	100

Fuente: Catastro de Vertidos de agua residuales Acelhuate.

de operación y 29.4 % tienen más de 60 años de operación y que sumadas representan el 34.1 % de la red de drenaje de ANDA. Dichas tuberías son obsoletas tanto desde el punto de vista de su capacidad de conducción, como desde el punto de vista de la resistencia de sus materiales, ya que en su mayoría son tuberías de cemento y por lo tanto representan un riesgo en cuanto a la formación de cárcavas además de presentar constantes problemas de obstrucciones y derrames de aguas negras visibles y no visibles.

En la Tabla 2.5 se recogen los diámetros, longitudes y edades de la red de colectores del AMSS, a manera de ilustración.

2.1.5. Gestión de residuos sólidos

Los servicios de recolección, transporte, transferencia, tratamiento y disposición final de desechos sólidos no peligrosos son prestados en su mayor parte por las municipalidades del país, ya sea de forma directa, asociada, tercerizada o a través de empresas de economía mixta.

Se estima que las áreas urbanas producen 3,400 toneladas diarias de residuos sólidos, con una cobertura de recolección de 78 %, de las cuales 75 % es dispuesto en rellenos sanitarios (vertederos) y 3 % en plantas de

compostaje y recuperación de materiales. Asimismo, se estima que las áreas rurales producen 1,600 toneladas diarias, de las cuales solo se recolecta el 12 %, el 4 % se entierra y el resto se quema o dispone en cualquier lugar².

Aunque los botaderos a cielo abierto están prohibidos desde 2007, se estima que un 5 % de los desechos producidos por las áreas urbanas y un 16 % de los desechos producidos en el área rural se disponen a cielo abierto en botaderos clandestinos, desechos que son retirados periódicamente, limpiados por las municipalidades.

Según datos de la Unidad de Desechos Sólidos del MARN, la disposición final de desechos sólidos se realiza principalmente en la red de rellenos sanitarios; de los cuales ocho son mecanizados y ocho son manuales, los rellenos mecanizados tienen una capacidad de recepción que varía entre 50 y 1,800 toneladas de desechos sólidos diarios (Tabla 2.6).

Según diversos estudios de composición de desechos sólidos, entre el 60 y 65 % de los desechos generados son orgánicos, mientras que la fracción recuperable representa un 20 a 30 %, el resto se considera material inorgánico sin ningún uso factible.

Tabla 2.5. Situación de alcantarillado sanitario en AMSS

Colectores	Diámetro						Longitud (m)
	8"	10"	12-15"	18-24"	30-36"	42-48"	
Menos de 40 años	217.845	73.521	47.708	13.718	2.071	-	354,864
Entre 40 y 60 años	114.856	44.357	26.638	7.729	2.788	2.594	198,964
Entre 60 y 80 años	175.764	42.971	20.655	8,520	-	-	247,010
Más de 80 años	24.185	4.792	7.210	3.507	-	-	39,695

Fuente: Unidad de Saneamiento ANDA Región Metropolitana.

¹ Encuesta Multipropósito de Hogares 2012, Ministerio de Economía

Tabla 2.6. Rellenos sanitarios mecanizados y manuales en funcionamiento al año 2014

No.	Nombre	Extensión (Mz)	Vida útil (años) (I)	Tipo	Inicio de operaciones	Forma de administración
1	Nejapa	100.00	19	Mecanizado	Mayo 1999	Empresa de economía mixta
2	Sonsonate	84.60	26	Mecanizado	Junio 2001	Tercerizado a empresa privada
3	Santa Isabel Ishuatán	2.00	20	Manual	Enero 2002	Directa
4	Perquín	5.00	15	Manual	2002	Directa
5	Cinquera	4.30	10	Manual	Abril 2003	Directa
6	San Francisco Menéndez	5.00	8	Manual	Agosto 2003	Directa
7	Suchitoto	1.50	8	Manual	Octubre 2003	Directa
8	Meanguera	4.00	ND	Manual	Noviembre 2003	Directa
9	Atiquizaya	9.44	15	Manual	2005	Directa
10	Usulután	60.00	31	Mecanizado	Diciembre 2006	Empresa de economía mixta
11	San Miguel	27.18	6	Mecanizado	Diciembre 2007	Directa
12	Corinto	3.86	15	Manual	ND	Directa
13	Santa Rosa de Lima	7.00	4	Mecanizado	Mayo 2007	Asociación de municipios
14	La Libertad	4.30	7	Mixto	Agosto 2007	Tercerizado a empresa privada
15	Chalatenango	39.89	15	Mecanizado	Febrero 2013	Asociación de municipios
16	Santa Ana	122.0	11	Mecanizado	Enero 2014	Asociación de municipios

Con base en los permisos ambientales

Según datos del MARN, existen 20 empresas autorizadas para reciclaje o desensamble, siendo los materiales recuperables que más se gestionan el papel, cartón y plástico; un apartado especial merece el reciclaje de chatarra para producción de acero, que tiene un sistema establecido que incluye la importación de chatarra además de la recolección interna.

Respecto a los Residuos de Aparatos Eléctricos y Electrónicos (RAEE) la gestión se limita al desensamble, los materiales que tienen mercado como la parte plástica

se queda en el país, y circuitos y otros elementos son exportados. Las baterías ácido plomo (BAPU) son almacenadas y luego exportadas.

Los puntos más críticos del reciclaje lo constituyen la recolección y acopio, con excepción de la industria del papel y cartón, que cuenta con rutas selectivas establecidas y centros de acopio y separación por tipo de material; la separación se realiza mayormente de manera informal a través de los sistemas municipales de recolección, compradores ambulantes y segregadores ambulantes.

El acopio representa el mayor riesgo de contaminación. Actualmente los centros de acopio funcionan sin medidas de seguridad, almacenando desechos de todo tipo, mezclados, muchas veces a la intemperie.

En el año 2010 fue lanzado el Programa Nacional para el Manejo Integral de los Desechos Sólidos, después de una extensa consulta con las 262 municipalidades. El Programa está compuesto por tres Planes: el Plan Nacional de Sensibilización en MIDS; el Plan Nacional de Recuperación de Desechos Sólidos y el Plan Nacional para el Mejoramiento del Manejo de los Desechos Sólidos.

Entre 2010 y 2012, en el marco del Plan Nacional para el Mejoramiento del Manejo de los Desechos Sólidos, se han construido 11 plantas de compostaje beneficiando a un estimado de 36 municipios y tres rellenos sanitarios, ubicados estratégicamente en los departamentos de Chalatenango, Santa Ana y Ahuachapán, beneficiando a 30 municipios directamente; además del desarrollo de medidas de fortalecimiento y capacitación, que suma USD \$ 6.1 millones invertidos.

También se han desarrollado acciones dentro del Plan de Sensibilización en MIDS, trabajándose a través de planes de acción educativos para municipios que cuentan con plantas de compostaje, estos planes son sencillos, claros, con acciones concretas y de fácil ejecución, que permite a los municipios avanzar en el mejoramiento de sus rutas de recolección y en la separación en el origen.

En el Plan Nacional de Recuperación de Desechos Sólidos, se han construido cuatro centros de acopio de llantas en desuso y se apoyan acciones de recuperación en coordinación con la empresa privada. Además, se han ejecutado talleres de capacitación a empresas recuperadoras de materiales

fortaleciendo temas de salud y seguridad en el trabajo, riesgos laborales, trabajo infantil, condiciones laborales y los lineamientos para la instalación y operación los centros de acopio.

Asimismo, el Gobierno de El Salvador ha suscrito un contrato de préstamo con el Banco de Desarrollo Alemán (KfW) por un monto de 15 millones de Euros y un millón de Euros en calidad de donación, para financiar parcialmente el Programa Nacional, con énfasis al mejoramiento de la infraestructura sanitaria, el fortalecimiento institucional y la educación ambiental en el manejo de desechos sólidos.

2.2. Marco institucional, normativo y de planificación del saneamiento y de la depuración

2.2.1 Marco institucional

Actualmente no existe un ente rector que defina las directrices y planes nacionales para atender la problemática del saneamiento a escala nacional, lo que ha provocado que se carezca de planes nacionales de saneamiento, con metas concretas y financiamiento para la implementación y sostenibilidad de la infraestructura sanitaria.

El MARN es el ente rector de la protección, conservación y mejoramiento de los recursos naturales, por lo cual le corresponde emitir los grandes lineamientos de la política hídrica que sean acordes al Plan Quinquenal de Desarrollo 2014-2019. Por mandato de la Ley del Medio Ambiente (LMA) está facultado para emitir reglamentos especiales para la gestión, uso y protección de las aguas y ecosistemas (Art. 70), identificar zonas de recarga acuífera (Art. 71), así como promover el manejo integrado de cuencas, crear un Comité Interinstitucional para gestionarlas e incorporar a las autoridades locales de las mismas (Art. 48).



Tabla 2.7. Principales instituciones competentes en saneamiento en El Salvador

Institución	Competencias
Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) Base legal Art. 19 al 29, 42 al 52 y 58 Ley del Medio Ambiente	- Velar y hacer cumplir los instrumentos legales, con el propósito de proteger, conservar y recuperar el medio ambiente. - Control y prevención de la contaminación. Coordinación con otras instituciones competentes. - Establecer normas de calidad ambiental. - Programas de manejo de desechos sólidos, incluyendo programas de reciclaje. - Manejo de desechos peligrosos. - Otorgar permiso ambiental y efectuar auditorías de evaluación ambiental. - Recibir informes operacionales de los sistemas de tratamiento.
Ministerio de Salud (MINSAL) Excretas, Aguas Negras y Grises: Art. 56, 69, 70, 73 y 106 Código de Salud	- Otorgar factibilidad y Autorización Sanitaria de sistemas de tratamiento individuales de excretas, aguas negras y grises con infiltración al subsuelo. - Elaborar reglamentos técnicos sobre excretas, aguas negras y grises. - Realizar vigilancia sanitaria de la implementación del marco regulatorio en lo referido a instalación, uso, mantenimiento y funcionamiento de los sistemas de tratamiento de excretas, aguas negras y grises de competencia del MINSAL.
Calidad del Aire: Art. 56, 78 y 109 Código de Salud	- Elaborar y vigilar la implementación de Lineamientos de Emisiones Atmosféricas por Fuentes Fijas a integrarse en los Permisos de Funcionamiento. - Elaborar Reglamento Técnico para la Vigilancia de las Emisiones por Fuentes Fijas.
Desechos Sólidos Comunes y Desechos Sólidos Bioinfecciosos: Art. 75 y 77 Código de Salud	- Realizar vigilancia sanitaria de rellenos sanitarios y composteras. - Otorgar autorizaciones y renovaciones sanitarias para personas naturales o jurídicas que tratan y transportan desechos bioinfecciosos. - Otorgar autorizaciones y renovaciones sanitarias para instalación y funcionamiento de establecimientos donde preparan, incineran cadáveres y restos humanos. - Otorgar certificaciones sanitarias para el manejo de desechos bioinfecciosos. - Elaborar Reglamento Técnico en el tema de desechos bioinfecciosos. - Dependencia responsable: Dirección de Salud Ambiental a través de la Unidad de Saneamiento Programas Institucionales: a) Disposición Sanitaria de Excretas, b) Tratamiento de aguas negras y grises, c) Calidad del Aire y d) Desechos Sólidos Comunes y Bioinfecciosos.
Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA) Ley de ANDA y art. 17 del Decreto 50.	- Provee servicio de alcantarillado. - Planificar, implementar y administrar plantas de tratamiento y disposición adecuada de aguas residuales de su alcantarillado. - Revisar y aprobar proyectos de alcantarillado sanitario de ANDA a nivel nacional. - Emisión de norma técnica para vertidos a su alcantarillado. - Control de vertidos descargados a su alcantarillado sanitario.
Municipalidades Art. 4 y 7 Código Municipal.	- Autoridad local facultada para promover y desarrollar programas de saneamiento ambiental. - Prestadoras de servicios públicos. - Facultado para emitir ordenanzas municipales.

Tabla 2.8. Marco legal en El Salvador relacionado con el saneamiento

Instrumento legal	Fecha publicación	Autoridad competente
Ley del Medio Ambiente	2 de marzo 1998, publicado en mayo de 1998 (Última reforma noviembre/ 2012)	MARN
Ley de Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA)	Octubre 1961 (Última reforma e Diciembre 1980)	ANDA
Ley de Riego y Avenamiento	Noviembre 1970	MAG
Código de Salud.	Abril 1988	MINSAL
Guía técnica sanitaria para instalación y funcionamiento de sistemas de tratamiento individual de aguas negras y grises	Marzo de 2009	MINSAL
Norma técnica de letrinas sin arrastre de agua	Octubre de 2004	MINSAL
Reglamento General de Medio Ambiente	Marzo 2000	MARN
Reglamento especial de Normas Técnicas de Calidad Ambiental	Mayo 2000	MARN
Reglamento Especial de Aguas Residuales	Mayo 2000	MARN
Norma salvadoreña Obligatoria de Aguas Residuales a un Cuerpo Receptor	Marzo 2009	MARN
Norma para regular la calidad de las aguas residuales de tipo especial descargadas al alcantarillado sanitario	Octubre 2004	ANDA
Permiso de Instalación y Funcionamiento	Junio 2007	MINSAL

Respecto a la temática de contaminación de aguas, el MARN también tiene disposiciones como prevenir y controlar la contaminación (Art. 43), elaborar inventario de emisiones y concentraciones en medios receptores (Art. 46), supervisar que la calidad de agua se encuentre dentro de lo establecido por las normas técnicas de calidad ambiental, así como garantizar el tratamiento previo de los vertidos (Art. 49).

El MARN no es la única entidad que tiene competencia en saneamiento, en la Tabla 2.7 se muestran otras entidades que tienen participación en la gestión del saneamiento y depuración de las aguas en El Salvador con sus correspondientes competencias en esta materia.

En El Salvador, por tanto, hay varias instituciones que tienen competencias en la regulación para el tema de saneamiento, pero no se tiene bien definida la rectoría del sector.

2.2.2 Marco normativo

Existen alrededor de once instrumentos jurídicos relacionados con el manejo de aguas residuales y excretas, que se recogen en la Tabla 2.8. Los principales son, la Ley del Medio Ambiente (1998) y el Código de Salud (1988), además existen otros cuerpos legales que tienen impacto significativo a nivel sectorial como el Reglamento Especial de Aguas Residuales (2000) y la NSO 13.41.01:09. Norma Salvadoreña de Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor (2009).

También se han emitido normas y guías técnicas por parte de ANDA y MINSAL que sirven para ordenar los procedimientos y lineamientos referentes al manejo de aguas residuales y excretas.

El avance más significativo de las iniciativas legales en el sector es la presentación del

Anteproyecto de Ley General de Aguas (marzo, 2012) que está en proceso de consulta y discusión en la Asamblea Legislativa.

Con respecto a la emisión de normas técnicas sobre calidad de agua descargadas a cuerpos receptores, a partir de la creación del Sistema Salvadoreño para la Calidad (SSC), cada Cartera de Estado que tiene competencia está facultado para proponer la reglamentación correspondiente y para ello cuenta con el apoyo y asistencia técnica del Organismo Salvadoreño de Reglamentación Técnica (OSARTEC), el cual facilitará los formatos y la metodología de consulta, además facilitará los procesos de socialización y consulta con los actores clave del sector respectivo.

Según la Ley del Medio Ambiente de 1998 y el Reglamento Especial de Aguas Residuales de 2001 el MARN se encarga de extender permisos ambientales tal y como se ha dicho anteriormente.

El Código Municipal (art. 4 numeral 5) establece que es competencia de las municipalidades la promoción y desarrollo de programas de salud, con saneamiento ambiental, prevención

y combate de enfermedades. El mismo artículo en el numeral 19 también establece como competencia de las municipalidades “la prestación del servicio de aseo, barrido de calles, recolección, tratamiento y disposición final de basuras. Se exceptúan los desechos sólidos peligrosos y bioinfecciosos”.

2.2.3 La Estrategia Nacional de Saneamiento Ambiental

Hasta el 2012 no ha existido un Plan de inversión nacional ni una política común respecto al tratamiento de aguas residuales. La Estrategia Nacional de Medio Ambiente (MARN 2012), es uno de los instrumentos de la política nacional para la protección del medio ambiente y reducción de la vulnerabilidad frente al cambio climático.

Dentro de este marco se encuentra la Estrategia Nacional de Saneamiento Ambiental (ENSA) de indudable importancia para el saneamiento y la depuración de las aguas residuales. Esta estrategia pretende adoptar un nuevo concepto de saneamiento ambiental con un enfoque más integral y ser reconocido como “el conjunto de acciones

Tabla 2.9. Marco legal en El Salvador relacionado con desechos sólidos y peligrosos

Instrumento legal	Fecha publicación	Autoridad competente
Ley del Medio Ambiente	Mayo 1998	MARN
Reglamento General de Medio Ambiente	Marzo 2000	MARN
Reglamento especial para el manejo integral de los desechos sólidos	Mayo 2000	MARN
Reglamento especial en materia de sustancias, residuos y desechos peligrosos	Mayo 2000	MARN
Reglamento especial de Normas Técnicas de Calidad Ambiental	Mayo 2000	MARN
Reglamento Especial de Aguas Residuales	Mayo 2000	MARN
Norma salvadoreña Obligatoria de Aguas Residuales a un Cuerpo Receptor	Marzo 2009	MARN
Convenio de Basilea sobre el Control de los Movimientos Transfronterizos sobre los Desechos Peligrosos y su Eliminación	Junio 1991	MARN
Convenio de Estocolmo sobre los Contaminantes Orgánicos Persistentes	Abril 2008	MARN

al medio físico, con énfasis en la prevención y el control de factores ambientales que podrían afectar potencialmente la salud de la población, entendiendo que salud no es solamente la ausencia de enfermedad, sino el estado de completo bienestar físico, mental y social”.

Un mejor saneamiento del medio permitiría evitar el 41 % de las muertes por infecciones

de las vías respiratorias inferiores y 94 % de las muertes por enfermedades diarréicas, dos de las principales causas de mortalidad en la niñez en todo el mundo.

La ENSA se compone de tres ejes fundamentales con sus líneas prioritarias de acción, cinco temas críticos y cinco requerimientos institucionales necesarios para la ejecución de las acciones.

Tabla 2.10. Temas y requerimientos institucionales para acometer con la ENSA en el tratamiento de las aguas residuales (ENSA- MARN, 2012)

TEMAS TRANSVERSALES	REQUERIMIENTOS INSTITUCIONALES
Sensibilización ▪ Cultura de responsabilidad. ▪ Mesa de diálogo con sector empresarial para mejorar cumplimiento. ▪ Difusión sobre beneficios del reuso y reciclaje. Tecnología ▪ Desarrollo con énfasis en adaptación de tecnologías de tratamiento y aprovechamiento. ▪ Validación de tecnologías de tratamiento (industrial y doméstico). ▪ Aprovechamiento de aguas residuales tratadas y sub productos (riego, generación eléctrica, compostaje, etc.) Educación y formación ▪ Incorporación del saneamiento ambiental en la curricula educativa. ▪ Formación profesional y técnica (gestión responsable, salud ocupacional, nuevas tecnologías, impactos a la salud y ambiente, operación y monitoreo). ▪ Capacitación a agricultores y técnicos agrícolas sobre tecnologías de reutilización. Investigación ▪ Implementación de proyectos experimentales para tratamiento, reuso, aprovechamiento energético y de sub-productos. ▪ Implementación de un centro de investigación en tecnologías del agua. ▪ Desarrollo de metodologías e investigaciones relacionando salud y saneamiento. Financiamiento ▪ Implementación de sistemas de recuperación de costos vía prestación de servicios, canon de uso del agua, canon de vertido, aprovechamiento de agua tratada y otros. ▪ Identificación de fondos para implementación y operación de PTAR. ▪ Gestión de fondos para investigación.	Marco legal ▪ Ley General de Aguas. ▪ Ley de Agua Potable y Saneamiento. ▪ Revisión, actualización y elaboración de normas (NSO Aguas residuales, lodos). ▪ Revisión de directrices de reuso Fortalecimientos de capacidades y especialización ▪ Formación profesional y especialización. ▪ Adopción de un sistema de intercambio de información. ▪ Capacitación a Gobiernos locales sobre marco legal y competencias institucionales. ▪ Capacitación a operadores de PTAR. Coordinación interinstitucional ▪ Sistema conjunto de aprobación y monitoreo de PTAR. ▪ Implementación de inspecciones interinstitucionales en casos especiales. ▪ Potenciar la participación de actores clave de nivel central y local. Sistemas de monitoreo reporte y verificación ▪ Inventario y diagnostico de PTAR industriales y domésticas y su funcionamiento. ▪ Fortalecimiento de sistemas de monitoreo de Plantas de PTAR industriales y domésticas. ▪ Sistemas de información, construcción de indicadores, estadísticas de los diferentes sectores. ▪ Seguimiento al sector industrial para verificar cumplimiento. Gobernanza local y modelos de gestión ▪ Desarrollar modelos con enfoque sectorial y participación de instituciones centrales y locales, usuarios y operadores. ▪ Implementación de mecanismos eficientes (económica y socialmente). ▪ Regulación de la prestación de servicios básicos. ▪ Consultas ciudadanas sobre proyectos. ▪ Concertación entre los objetivos comerciales y sanitario-ambientales. ▪ Definir competencias y responsabilidades de actores en la gestión de PTAR. Planificación a mediano y largo plazo ▪ Planificación de atención basada en demanda poblacional (coberturas e inversiones en el ciclo de gestión).

Los tres ejes son: 1. Manejo integral de residuos sólidos, materiales peligrosos y descontaminación de suelos, 2. Tratamiento de aguas residuales industriales y domésticas y 3. Saneamiento básico para las zonas urbanas y rurales del país.

El eje dos se desarrolla en cinco temas transversales que requieren de diferentes instituciones y medidas para llevarlos a cabo. En la Tabla 2.10 se exponen estos temas y requerimientos para abordar el tratamiento de las aguas residuales de El Salvador.

La ENSA analiza la situación actual de la depuración de las aguas residuales urbanas y certifica el mal estado de las plantas depuradoras, su baja eficiencia y sus problemas de sostenibilidad. Apuesta por la implementación de la depuración, estableciendo dos fases. La primera consiste en recuperar las inversiones realizadas a través de la rehabilitación de las plantas existentes. La segunda realizando inversiones en nuevos sistemas que permitan la descontaminación de las zonas prioritarias. En ambos casos se requerirá la adopción de sistemas de tratamiento y de gestión sostenibles adecuados a la realidad socioeconómica del país, que permitan la operación de los mismos a largo plazo. También apuesta por el reúso de las aguas residuales tratadas.

Uno de los problemas más graves respecto al tratamiento de las aguas residuales urbanas, es la relativa a las plantas que se construyen a tal fin en las urbanizaciones, muchas de ellas obsoletas o insostenibles. En el marco de la ENSA se propone 1. Que todo proyecto de urbanización cuente con una propuesta de manejo, tratamiento y disposición de aguas residuales acorde al tamaño, nivel de desarrollo, tipo de suelo y capacidad de pago de los clientes potenciales; 2. Se definirá

claramente la zona en que estará ubicado el sistema de tratamiento; 3. Los costos de operación, mantenimiento y funcionamiento del sistema deberán estar perfectamente definidos.

2.2.4 Normativas sobre límites de vertido de aguas residuales

Por su importancia en el tipo de tratamientos a implantar, objeto fundamental de este trabajo, se hace hincapié en la Norma Salvadoreña de Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor, del 15 de octubre de 2009, que actualmente está en proceso de revisión, existiendo un borrador de Reglamento Especial de Aguas Residuales y Lodos, que posteriormente se comentará. Existe también una norma que regula la calidad de aguas residuales de tipo especial (industriales) descargadas al alcantarillado sanitario, de 3 de marzo de 2004, tal como se ha recogido en la Tabla 4 de este texto.

La Norma Salvadoreña de Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor, establece las características y valores permisibles que debe presentar el agua residual para proteger los cuerpos receptores. Esta norma distingue entre aguas residuales de carácter ordinario como el agua residual generada por las actividades domésticas de las personas, tales como uso de servicios sanitarios, lavatorios, fregaderos, lavado de ropa y otras similares, y aguas residuales de tipo especial como el agua residual generada por actividades agroindustriales, industriales, hospitalarias y todas aquellas que no se consideran de tipo ordinario. En la Tabla 2.11 se recogen los límites de los parámetros de mayor interés establecidos en esta normativa para las aguas residuales urbanas, de cara a la selección de los tratamientos de depuración más adecuados.

Tabla 2.11. Límites de vertido para las aguas residuales urbanas en la norma salvadoreña de aguas residuales a un cuerpo receptor (2009)

Parámetro	Valor máximo admisible
DBO ₅	60 mg/l
DQO	150 mg/l
MES	60 mg/l
Fósforo Total	15 mg/l
Aceites y grasas	20 mg/l
Nitrógeno Total	50 mg/l
Coliformes Fecales	2,000 NMP/100 ml
Coliformes Totales	10,000 NMP/100 ml

El problema principal que plantea esta norma es el límite tan estricto que establece para coliformes fecales, para todos los casos, lo que obliga a la adopción de tratamientos de desinfección muy potentes que encarecerán los tratamientos de depuración a implantar. La exigencia de estos valores sin tener en cuenta las condiciones del medio receptor, la población servida u otros tipos de criterios, no parece recomendable.

En la Unión Europea los límites de vertido de las aguas residuales urbanas los establece la Directiva 91/271/CEE sobre tratamientos de aguas residuales urbanas, que exige valores diferentes en función de la zona en que se realice el vertido (normal, sensible o menos sensible) y de otras normas de calidad ambiental en función del uso a que se destine el medio receptor. Estas normas de calidad establecen los valores máximos admisibles en el cauce receptor y la administración responsable del permiso de vertido, debe establecer los valores

máximos permitidos en dichos vertidos, en función de las condiciones ambientales del medio (caudales circulantes, grado de contaminación, etc.).

En cuanto a los valores máximos establecidos para el Nitrógeno Total y el Fósforo Total, no deben ser problemáticos en general, pero en algunos casos con aguas residuales muy cargadas en nutrientes, sería necesario implantar procesos avanzados de eliminación de nutrientes que encarecerían los costos de inversión y explotación de las PTAR. Sería razonable no incluir este tipo de parámetros en general y sólo adoptarlos en casos muy graves de eutrofización de los cauces receptores.

En la actualidad está en fase de discusión un nuevo texto legal que de aprobarse sustituirá a la citada norma, se trata del Anteproyecto de *Reglamento Especial de Aguas Residuales y Lodo*, cuyo objeto es dar criterios y requisitos para la caracterización de las aguas residuales tratadas, el reúso de los efluentes urbanos depurados y la gestión integral de los lodos procedentes de plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR).

De mantenerse el texto del último borrador conocido (marzo de 2014) y deteniéndonos exclusivamente en los aspectos relativos a las aguas residuales urbanas, los valores máximos exigidos son más restrictivos que los actuales, en cuanto a las concentraciones de DBO₅, DQO y Sólidos en Suspensión, tal como puede verse en la Tabla 2.12.

Esto va a significar que a los problemas expuestos al analizar la norma salvadoreña actual, hay que añadir los límites tan estrictos exigidos para la DBO₅, DQO y Sólidos en Suspensión, que obligará en muchos casos a la adopción de tratamientos muchos más exigentes que los actuales.

Tabla 2.12. Límites de vertido para las aguas residuales urbanas en el Anteproyecto de Reglamento Especial de Aguas Residuales y Lodos (Versión marzo de 2014)

Parámetro	Valor máximo admisible
DBO ₅	30 mg/l
DQO	100 mg/l
MES	30 mg/l
Fósforo Total	15 mg/l
Nitrógeno Total	50 mg/l
Coliformes Fecales	2,000 NMP/100 ml
Coliformes Totales	10,000 NMP/100 ml

Finalizamos el análisis de este Anteproyecto con algunas observaciones:

- El Reglamento Especial de Aguas Residuales y Lodos obliga a tener un tratamiento de aguas residuales para tipo urbano exigente en cuanto a la eliminación de cargas contaminantes y requiere en todas sus plantas de un tratamiento terciario de desinfección posterior, lo que incrementará notablemente los costos de implantación y explotación de las PTAR que se vayan a construir.
- De quedar como está, la normativa salvadoreña sería en bastantes aspectos más restrictiva que la propia Directiva 91/271/CEE de la Unión Europea.
- La adopción de límites tan estrictos es contradictorio con la Estrategia Nacional de Medio Ambiente, que busca adecuar los tratamientos de aguas residuales a la realidad socioeconómica del país.
- De mantenerse los Valores Máximos Admisibles (VMA) establecidos en el

Reglamento, el costo de implantación y explotación de las instalaciones necesarias para cumplir esos valores parece inasumible para un país como El Salvador.

- Parece recomendable establecer VMA menos restrictivos que los propuestos respecto a DBO₅, DQO, Sólidos en Suspensión y Coliformes fecales, pudiendo ser más estrictos cuando las circunstancias así lo exijan cuando el MARN tramite el estudio de impacto ambiental. También podrían establecerse criterios para que la exigencia del tratamiento estuviera relacionado con las características del cuerpo receptor, la calidad de sus aguas o la población servida.
- No tener en cuenta lo anterior, obligando a realizar el mismo tratamiento a poblaciones pequeñas y grandes, significa disminuir en la práctica la posibilidad de establecer tratamientos de bajo costo adecuados a la capacidad económica y de gestión de las pequeñas poblaciones donde evidentemente la capacidad de afrontar los costos de la instalación y la explotación son diferentes. Se recomienda que en el Reglamento los valores límite se adopten teniendo en cuenta estos aspectos.
- La práctica total de las PTAR existentes incumplirán la nueva normativa, por lo que deberían adecuarse a ella. Dada la magnitud económica de esta operación, debería ampliarse el periodo de adecuación a un tiempo prudencial.

2.3 La situación de la depuración de las aguas residuales urbanas

2.3.1 Cobertura en saneamiento y depuración

Según la Encuesta de Hogares de Propósitos Múltiples (EHMP, 2012), la población de El Salvador con acceso a sistemas sanitarios

para la evacuación de excretas o de aguas residuales es de 5,934,000 habitantes (96 % de la población total), bien utilizando sistemas de colectores o sistemas individuales. La población con cobertura de alcantarillado sanitario es de 2,843,446 habitantes (46 % de la población total), de los cuales el 72 % pertenece a zonas urbanas. En la Tabla 2.13 se resume la cobertura de saneamiento, tanto en el ámbito urbano como el rural.

En El Salvador, la cobertura mediante alcantarillado se ha realizado fundamentalmente en las zonas urbanas, si bien todavía quedan más de un millón de personas en estas zonas con sistemas sanitarios mediante fosas sépticas o letrinas, o sin nada. Existe un total de 153 redes de alcantarillado de las que 74 son gestionadas por ANDA y atienden al 85 % de la población con acceso a alcantarillado, los otros 79, que representan el 15 %, están gestionados por las municipalidades o directamente por las urbanizaciones privadas. Además es necesario señalar el deficiente estado de las redes de alcantarillado. En El Salvador éstas fueron construidas en los años sesenta, con diámetros pequeños, mala calidad de materiales y roturas, fisuras y hundimientos del terreno, debido entre otros factores a los movimientos sísmicos que proliferan en el país.

En las zonas donde no se dispone de red de alcantarillado, la cobertura se realiza

fundamentalmente mediante fosas sépticas o letrinas. Sólo el 24 % de las aguas grises reciben algún tratamiento antes de ser arrojadas al aire libre o a un cauce receptor. Por lo tanto dos actuaciones parecen necesarias a corto plazo, realizar un diagnóstico del estado actual de las redes de alcantarillado existentes y extender estas redes a las zonas urbanas de los municipios que no disponen de ellas.

El tratamiento de las aguas residuales domésticas constituye una asignatura pendiente en El Salvador ya que nunca ha sido objeto de una política sectorial adecuada. En general estas aguas han sido evacuadas de las ciudades a través de la red de colectores y vertidas a quebradas, ríos, lagunas, costas o playas sin ningún tipo de tratamiento, por lo que este tipo de vertidos constituye una de las causas más importantes de la contaminación y degradación de las masas de agua.

Como se dijo en el apartado 8.1.5, el país no dispone de un inventario oficial de plantas de tratamiento y los datos de que se disponen son de ANDA (2012), CODIA (2009) y del estudio sobre “Gestión de las excretas y las aguas residuales” realizado por FOCARD-APS y COSUDE en 2013. Según estas fuentes, se puede estimar que el número de plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR) existentes en el país es de 89, que tratan los siguientes caudales de agua residual (Tabla 2.14).

Tabla 2.13. Cobertura en saneamiento en El Salvador (Fuente: EHPM, 2010)

Sistema sanitario	Cobertura total	Zona urbana	Zona rural
Alcantarillado	2,851,767 h (46 %)	2,828,595 h (72 %)	23,170 h (1 %)
Fosa séptica	618,140 h (10 %)	347,787 h (9 %)	301,222 h (13 %)
Letrina familiar	2,248,078 h (38 %)	649,282 h (17 %)	1,598,796 h (68 %)
Letrina común	162,204 h (2 %)	11,592 h (0,3 %)	150,611 h (6,5 %)
No tiene	270,345 h (4 %)	27,050 h (0,7 %)	243,295 h (10,5 %)
Total	6,181,405 h (100 %)	3,864,309 h (100 %)	2,317,096 h (100 %)

Tabla 2.14. Caudales tratados en PTAR en El Salvador (2010)

	Gestión ANDA	Gestión comunitaria y privada	Total
Número plantas tratamiento	20	69	89
Caudales tratados en las plantas (millones m ³ /año)	9.46	16.40	25.86
Porcentaje respecto a caudales en alcantarillado (%)	8.52	22.65	13.98

Tabla 2.15. PTAR gestionadas por ANDA (Fuente ANDA 2011)

Ubicación	Cobertura	Modalidad/tecnología	M ³ tratados /año	Estado de funcionamiento
PTAR Brisas del Norte. Tonacatepeque,	100%	PR+FA+RAFA	198.361	En funcionamiento
PTAR Chilama, La Libertad,	100%	PR+ LA+ SS	386.316	En funcionamiento
PTAR Distrito Italia, Tonacatepeque,	100%	PR+ RAFA+ FP+ SS (Con bombeo)	331.128	En funcionamiento
PTAR Montelimar, Olocuilta;	100%	PR+ SP+ FP+ SS	334.912	En funcionamiento
PTAR San Juan Talpa,	100%	PR+ SP+ FP+ SS	169.033	En funcionamiento
PTAR San Luis Talpa,	100%	PR+ SP+ FP+ SS	356.041	En funcionamiento
PTAR San Pablo Tacachico,	90%	PR+ SP+ FP+ SS (Con bombeo y recirculación)	244.089	En funcionamiento
PTAR Santiago Nonualco,	80%	PR+ LF	539.581	En funcionamiento
PTAR Villa Tzu Chi, Sacacoyo,	100%	PR+ FA+ RAFA (Con bombeo)	66.226	En funcionamiento
PTAR Zaragoza, Zaragoza,	100%	PR+ LF+ LM	283.509	En funcionamiento
PTAR San José Villanueva,	100%	PR+ SP+ FP+ SS (Con bombeo y recirculación)	97.762	En funcionamiento
PTAR San Juan Opico,	100%	PR+ SP+ FP+ SS	59.3192	En funcionamiento
PTAR Montemar, Colón,	100%	PR+ FA	24.9134	En funcionamiento
PT Ciudad Dorada, Santo Tomás,	100%	PR+ LA+ SS	70.641	En funcionamiento
PTAR San Francisco, Soyapango	100%	PR+ SP+ FP+ SS	116.683	En funcionamiento
PTAR Ciudad Futura, Cuscatancingo,	100%	PR+ RAFA+ FP+ SS	350.050	En funcionamiento
PTAR Juayúa, Sonsonate	100%	PR+ SP+ FP+ SS	305.899	En funcionamiento
PTAR Apaneca, Sonsonate	100%	PR+ SP+ FP+ SS	422.582	En funcionamiento
PTAR Puerto El Triunfo, Usulután	100%	PR+ SP+ FP+ SS (Con bombeo)	140.335	En funcionamiento
PTAR Puerta Dorada, San Marcos,	100%	PR+ LA+ SS	189.216	En funcionamiento

Tabla 2.16. PTAR más importantes gestionadas por las alcaldías o sociedades municipales (Fuente: Programa de formación iberoamericano en temas de agua, 2009)

	PTAR	Tecnología	Cobertura	Gestión	Caudal tratado	Funcionamiento
1	Apaneca	PR+SP+FP+SS	7,000 habitantes	Empresa municipal	ND	ND
2	El Jocotillo, Puente Arce	PR+3 LF en serie	2,200 habitantes	ACAGUAPA	ND	ND
3	San José, Las Flores	PR+TI+HSH	1,200 habitantes	Alcaldía-Comunidad y COSUDE	ND	ND
4	Nejapa	PR+TI+HSH	7,500 habitantes	Alcaldía Municipal	ND	ND
5	Suchitoto	PR+SP+FP+SS	14,608 habitantes	EMASA	ND	ND
6	San Simón, Morazán	PR+RAFA	1,000 habitantes	SABES-Alcaldía	ND	ND
7	Juayúa	PR+SP+FP+SS	12,000 habitantes	EMA Juayúa	ND	ND

Por lo tanto, en 2010, sólo alrededor del 14 % del volumen de aguas residuales de los sistemas de alcantarillado reciben algún tipo de tratamiento. Pero la situación es mucho más dramática, ya que el porcentaje se refiere a las infraestructuras existentes y no valora su estado actual, que en muchos casos es calamitoso, sus bajos rendimientos y la falta de mantenimiento de sus instalaciones, problemas que analizaremos más adelante. Un caso preocupante especial lo constituye las plantas de tratamiento de urbanizaciones que se explotan mediante gestión privada y del que, a pesar de ser el que más plantas dispone, su situación es prácticamente desconocida.

2.3.2 Tecnologías implantadas en el país

En las Tablas 2.15 y 2.16 se recogen los datos disponibles sobre los tipos de PTAR gestionadas por ANDA y por algunas municipalidades y en la Tabla 17 se recopilan

las distintas tecnologías de depuración implantadas en El Salvador en las 89 PTAR existentes.

Todas las fuentes consultadas nos indican que el tratamiento de aguas residuales urbanas con mayor implantación en El Salvador, a mucha distancia del siguiente, son los *Filtros Percoladores*, con un tratamiento primario como primera etapa y una sedimentación secundaria después del filtro. La práctica totalidad de ellos son rectangulares, de gravedad, de distribución fija mediante canaletas, sin recirculación y utilizan como material de relleno piedra volcánica (Figura 2.4). En algunos casos disponen posteriormente de una laguna de maduración.

El segundo tratamiento en implantación es el de *Lodos Activos*, en su variante de aireación extendida que ha sido muy utilizado en urbanizaciones que no podían verter sus aguas residuales a colectores existentes. Muchos han quedado abandonados y de

los que están en servicio, la mayoría son gestionados por la iniciativa privada. El principal problema de estos tratamientos es su alto consumo energético y por ende sus altos costos de explotación, agravados por el sobre exceso de aire producido al no contar con sistemas de control del oxígeno disuelto en los reactores biológicos (Figura 2.5). En algunos hoteles se han instalado reactores secuenciales discontinuos (SBR), y se desconoce su estado actual.

A un nivel similar, en cuanto a número de plantas, se encuentran los *Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA)*, generalmente seguidos de *Filtros Percoladores* o de *Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA)*. La experiencia sobre los FAFA no es positiva en El Salvador, en los casos en que constituye un tratamiento único, tiene graves problemas de funcionamiento y en algunos casos han dejado de funcionar y cuando se utiliza como post-

Tabla 2.17. Tecnologías utilizadas en El Salvador (Fuente: “Gestión de las excretas y aguas residuales en El Salvador”. FOCARD-APS y COSUDE, 2013)

Tipo de tecnología	Cantidad existente
Tanque Imhoff: Tanque Imhoffl + Infiltración suelo; Tanque Imhoff + Laguna Facultativa + Humedal; Tanque Imhoff + filtro percolador+ laguna; Tanque Imhoff + humedales, Tanque Imhoff + FAFA,	6
RAFA: RAFA + filtro percolador con sedimentación secundaria; RAFA + Filtro Anaerobio; FAFA	13
Lagunaje: Laguna Facultativa + Laguna Maduración; Laguna. Anaeróbica + Laguna Facultativa + Laguna de maduración; Laguna de estabilización + humedal; Laguna facultativa; Laguna de aireación mecánica y sedimentación	7
Lodos activados: Aireación extendida, Digestor Aeróbico de Lodos y Lechos de secado.	14
Filtro Biológico: con Sedimentación primaria y secundaria, Filtro Biológico con laguna secundaria, Filtros Biológicos, Filtros biológicos.	8
Filtro percolador: Filtro Percolador con Sedimentador Primario y Secundario, Tanque Imhoff + filtro percolador + sedimentador secundario,	26
Humedal artificial: Humedal artificial + Laguna+ humedal	1
No identificados	14
TOTAL	89



Figura 2.4. Filtro Percolador. PTAR de Apaneca



Figura 2.5. Tratamiento de aireación extendida. PTAR Quintas Doradas



Figura 2.6. PTAR de Villa Lourdes, mediante RAFA + FAFA.

tratamiento de un RAFA, a los problemas de funcionamiento se añaden rendimientos de eliminación de materia orgánica muy bajos. El caso más significativo y estudiado es el de la PTAR de Villa Lourdes, que da cobertura a una urbanización de más de 20,000 habitantes, en la que después de varios años de operación, no ha podido cumplir los límites de vertido exigidos debido al escaso rendimiento del FAFA, menor del 30 %. (Figura 2.6)

El *Lagunaje* está poco extendido en El Salvador; debido a la difícil orografía del país y la dificultad de encontrar terrenos suficientes para su aplicación. La línea más común es la de lagunas facultativas y de maduración en serie. Otro tratamiento poco común son los humedales artificiales, que en su totalidad son del tipo subsuperficial horizontal, si bien en la actualidad se están construyendo algunos en pequeñas comunidades.

Según nuestra información solo existe en el país dos plantas en funcionamiento que utilicen *Humedales Artificiales* (subsuperficiales horizontales) y está en un estado de franco deterioro. No existe ninguna planta de tratamiento mediante *Filtración sobre Arena*, *Humedales subsuperficiales verticales*, *Lechos de Turba* o *Contactores Biológicos Rotativos*.

Los diseños de las PTAR existentes se han realizado según los criterios de cada proyectista, no disponiendo el país de normas técnicas de diseño para plantas de tratamiento de aguas residuales urbanas. Actualmente solo se cuenta con normas técnicas para alcantarillado diseñadas por ANDA. Este factor afecta a la sostenibilidad de las plantas.

2.3.3 Aspectos técnicos y operativos

Para conocer el estado de las PTAR en El Salvador y sus problemas, se seleccionaron 11 plantas de tratamiento a ser visitadas y fueron realizadas diversas reuniones con personal técnico del MARN, de ANDA, de las municipalidades y de empresas privadas. Las PTAR visitadas fueron:

- **Ciudad Dorada.** Lodos Activos (ANDA)
- **Ciudad Futura.** RAFA y Filtros Percoladores (ANDA)
- **Apaneca.** Filtros Percoladores (Empresa Municipal)
- **Quintas Doradas.** Lodos Activos (ANDA)
- **San José Las Flores.** Humedales Subsuperficiales Horizontales (Municipalidad)
- **Suchitoto.** Filtros Percoladores (Empresa Municipal)
- **Zaragoza.** Lagunaje (ANDA)
- **Chilama- La Libertad.** Lodos Activos (ANDA)
- **San Luis Talpa.** Filtros Percoladores (ANDA)
- **Puerto Triunfo.** Filtros Percoladores y Laguna Maduración (ANDA)
- **Villa Lourdes.** RAFA y FAFA (Empresa privada)



Figura 2.7. De izquierda a derecha, PTAR de Zaragoza, Puerto El Triunfo y San Luis Talpa.

La selección de las plantas fue realizada por el MARN y ANDA con el criterio de buscar las que estuvieran en mejor estado de funcionamiento y disponer de todos los tipos de tratamiento existentes en El Salvador. En la Figuras 2.7 pueden verse las PTAR de Zaragoza, Puerto El Triunfo y San Luis Talpa.

Durante las visitas se constató de forma generalizada el mal estado de las instalaciones y su deficiente funcionamiento, debido fundamentalmente a problemas de diseño, constructivos y de mantenimiento de las instalaciones.

Los diseños no están avalados por una normativa nacional que garantice unos niveles de calidad adecuados, tal como ya se ha dicho anteriormente, sino que depende de los criterios individuales de los distintos consultores, y de las entidades de cooperación que financian y construyen las PTAR. Pero es a nivel constructivo donde se observan los principales problemas, posiblemente debido a la inexperiencia de los constructores y supervisores o de ambos, lo que repercute en una mala implementación de los proyectos. Existe poca disponibilidad de profesionales especializados en depuración de aguas residuales, por un lado por falta de formación y por otro porque la actividad del sector es todavía muy baja y no atrae suficientemente a profesionales cualificados. A lo anterior, hay que añadir que en algunos casos se han

seleccionado tecnologías inapropiadas que dificultan la sostenibilidad de operación y mantenimiento.

La falta de mantenimiento constituye la principal causa del deterioro de las plantas. Por falta de presupuesto, el mantenimiento que se realiza es el mínimo imprescindible, no pudiéndose llevar a cabo las reparaciones y renovaciones necesarias de la obra civil y de los equipos. Para ello se necesita un sistema de financiación de los servicios de saneamiento y depuración, que hoy en día no existe, que garantice a través de cánones, tarifas y/o subvenciones cruzadas, un presupuesto suficiente para poder operar los sistemas de saneamiento y depuración de forma correcta. Sin presupuestos de operación y mantenimiento adecuados, seguirá deteriorándose la obra civil y los equipos mecánicos y eléctricos de las plantas y se incrementará la ineficiencia del sistema, hasta colapsar el funcionamiento de las PTAR.

La falta de un adecuado sistema de tarifas para el cobro del servicio de manejo y depuración de las aguas residuales es un importante limitante para avanzar en su gestión integral. Actualmente ANDA no tiene capacidad legal para integrar los costos de depuración en sus tarifas, por lo que las necesidades presupuestarias mínimas para operar y mantener las PTAR se sufragan a través de los presupuestos generales de la propia institución.

Tabla 2.18. Datos analíticos del agua residual bruta y del agua tratada de 12 PTAR en la región Central (ANDA 2015)

Planta	Tipo	Fecha	MES (mg/l)			DBO ₅ (mg/l)			DQO (mg/l)		
			E	S	R	E	S	R	E	S	R
S.J.Villa Nueva	FP	Marzo	880	32	96 %	-	-	-	1290	178	86 %
		Mayo	360	30	91 %	487	34	93 %	917	133	85 %
S. Pablo Tacachico	FP	Enero	280	10	96 %	-	-	-	787	110	
		Abril	290	126	96 %	350	18	95 %	885	82	91 %
San Juan Talpa	FP	Abril	213	28	87 %	362	28	96 %	778	154	80 %
San Luis Talpa	FP	Marzo	280	25	91 %	262	27	90 %	555	83	85 %
Montelimar	FP	Enero	250	52	79 %	-	-	-	533	229	60 %
		Marzo	320	73	77 %	262	85	68 %	624	146	77 %
San Juan Opico	UASB + FP	Febrero	360	36	90 %	625	32	95 %	856	164	81 %
Ciudad Dorada	LA	Enero	170	43	80 %	-	-	-	565	49	91 %
		Abril	205	4	98 %	-	-	-	740	16	98 %
Chilama	LA	Abril	370	100	73 %	575	145	75 %	933	538	42 %
Montemar	LA	Enero	160	6	96 %	-	-	-	519	90	82 %
		Febrero	240	8	96 %	287	7	97 %	608	43	93 %
Zaragoza	LE	Enero	473	185	61 %	-	-	-	929	312	66 %
		Febrero	740	264	64 %	600	145	76 %	784	284	64 %
Santiago Nonualco	LE	Marzo	640	610	5 %	1037	900	13 %	1248	1162	7 %
Brisas del Norte	RAFA FAFA	Marzo	165	40	76 %	375	65	82 %	730	238	67 %

Otro de los problemas observados es la falta de información existente sobre las PTAR, la caracterización de las aguas residuales que tratan, así como la calidad de las aguas tratadas que vierten a los cauces receptores. El monitoreo de las condiciones de las aguas residuales brutas y de las tratadas es notablemente insuficiente, desconociéndose los rendimientos reales de las PTAR y si los efluentes depurados cumplen con las condiciones establecidas en la normativa de vertidos salvadoreña, lo que aparentemente no sucede.

Actualmente el MARN exige a los operadores de plantas un informe anual sobre el funcionamiento de las PTAR que gestionan, que incluye el monitoreo de las aguas tratadas (un análisis puntual cada tres meses). Esta iniciativa está en periodo de implantación, sin que hasta la fecha se haya podido realizar una base de datos fiable. En la Tabla 2.18 se recogen datos analíticos suministrados por

ANDA sobre la composición del agua bruta y del agua tratada de doce PTAR de la región central.

Se han recogido datos sobre DBO₅, DQO y MES, no disponiendo de ningún valor sobre coliformes totales o coliformes fecales. Si bien no es posible sacar conclusiones al tratarse de datos escasos y con tomas puntuales, si pueden realizarse algunos comentarios:

- Los valores puntuales apuntan a concentraciones altas en el agua residual bruta, tanto en la DBO₅, como en la DQO y en los SS, con medias de 447, 728 y 334 mg/l respectivamente. Hay que tener en cuenta que las PTAR sirven a núcleos urbanos de 1,400 a 13,700 habitantes.
- Los mejores resultados se obtienen en plantas con Infiltración Percolación y Lodos Activos (aireación prolongada).

- Más del 60 % de las muestras no cumple, en alguno de sus tres parámetros, con los límites establecidos en la normativa salvadoreña de vertido.

La falta de recursos humanos y materiales destinados a la operación y mantenimiento de las PTAR y su bajo nivel de cualificación es otro de los problemas identificados. La formación de técnicos y operadores debe ser un objetivo prioritario para mejorar los sistemas de saneamiento y depuración.

2.4. Observaciones

Vamos a finalizar este capítulo con algunas reflexiones que nos ayuden en la elaboración posterior de las recomendaciones para la implantación de sistemas de depuración de las aguas residuales urbanas en El Salvador, objeto de este trabajo.

En la actualidad se trata el 14 % del volumen de agua residual que circula por los colectores urbanos, a través unas 89 PTAR, que además, en muchos casos, su estado es calamitoso, con bajos rendimientos y falta de mantenimiento de sus instalaciones.

La labor que hay que realizar para llegar a un porcentaje aceptable de población con sus aguas residuales tratadas es grande y las inversiones altísimas, ya que prácticamente está todo por hacer. Solo en las zonas urbanas hay que construir sistemas de tratamiento de nueva implantación para las aguas residuales de unos 180 municipios con una población de unos tres millones de habitantes, así como adecuar y rehabilitar las plantas existentes.

Encarar este inmenso reto convendría hacerlo a través de la elaboración de un *Plan de Saneamiento y Depuración* que priorice actuaciones y busque financiación para su desarrollo. Este Plan debería contemplar no solo la definición de las actuaciones en

infraestructuras, sino también todos aquellos aspectos necesarios para lograr el desarrollo sólido y sostenible a medio plazo del sector del saneamiento y depuración, como la calidad de los cauces receptores, la adecuación del marco institucional y normativo, la gestión de los servicios de saneamiento y depuración, la gestión de los lodos, la formación y el desarrollo profesional, la investigación y experimentación de las tecnologías adecuadas, la concienciación y participación social, etc.

Un aspecto importante para poder conseguir un desarrollo sostenible del sector es la adopción de tecnologías de tratamiento de aguas residuales adecuadas a las condiciones socioeconómicas del país, que permitan la operación de las mismas a largo plazo. En el caso de El Salvador dado su nivel económico y educativo es recomendable optar por tecnologías de bajo costo de implantación y explotación, de baja complejidad técnica y de mantenimiento sencillo. Esto no quiere decir que no se precise de una formación adecuada de los operadores de este tipo de plantas y de una financiación suficiente para soportar los costos de operación y mantenimiento, sino al contrario, la solución de estos dos aspectos, junto con un buen diseño y construcción de los tratamientos, constituyen la clave del buen funcionamiento de este tipo de instalaciones.

Sin embargo, la realidad de El Salvador es compleja, coexistiendo, zonas de bajo nivel económico, con bolsas de pobreza extrema, junto con otras zonas de alto nivel económico, en las que se puede adoptar tecnologías intensivas, de mayor complejidad técnica y más altos costos de implantación y explotación, como pueden ser las zonas turísticas o urbanizaciones de capas medias o altas.

Por lo tanto, conocer las características de cada tecnología y saber seleccionar la más adecuada en cada caso concreto, constituye

un elemento central en el desarrollo del sector y en los procesos de toma de decisiones. En El Salvador existe un déficit en estas materias, tanto a nivel del sector público como privado, tal vez por la falta de formación o porque la actividad del sector es todavía muy baja y no atrae suficientemente a profesionales cualificados. El documento de recomendaciones que se ha elaborado puede incidir positivamente en la solución de estos problemas, pero será insuficiente si no se acompaña con un desarrollo normativo que mejore los aspectos de diseño y constructivos, un desarrollo de la formación, tanto académica como a nivel de operadores de PTAR, y un desarrollo de la investigación y la experimentación de tecnologías de depuración adecuadas al país.

En este contexto tiene mucha importancia la Norma Salvadoreña de Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor (2009), que regula la calidad exigida a los efluentes depurados y por tanto incide en la complejidad del tratamiento que garantice esa calidad. Su principal problema es el límite tan estricto que establece para los coliformes fecales, obligatorio en todos los casos, lo que exige la adopción de tratamientos de desinfección muy potentes que encarecerán los tratamientos de depuración a implantar. La exigencia

de estos valores, sin tener en cuenta las condiciones del medio receptor, la población servida u otros tipos de criterios, no parece recomendable. En la actualidad está en fase de discusión un nuevo texto legal, el Anteproyecto de *Reglamento Especial de Aguas Residuales y Lodo*, que en lo referente a las aguas residuales urbanas es aún más restrictivo (borrador de marzo de 2014), al disminuir los valores límite para la DBO₅, DQO y Sólidos en Suspensión, lo que obligará en muchos casos a la adopción de tratamientos muchos más exigentes que los actuales e incrementará los costos de implantación y explotación de las PTAR que se vayan a construir, tal como se ha puesto de manifiesto en el apartado correspondiente de este capítulo.

Por último, hay que valorar como muy positivas las visitas que se han realizado a un número importante de PTAR, que incluían la mayoría de las tecnologías de depuración implantadas en El Salvador. Además de servirnos para conocer su estado y funcionamiento, y las formas de operarlas y mantenerlas, hemos podido analizar sus problemas de diseño y constructivos, lo que nos ha permitido incidir en ellos al describir las características y los parámetros de diseño de las líneas de tratamiento adoptadas en el capítulo 5 de este documento.

3. Líneas de tratamiento de depuración adoptadas

La decisión sobre las líneas de tratamiento a incluir en el documento de recomendaciones, así como los aspectos a analizar en cada uno de ellas, fue debatida y consensuada en un grupo técnico donde estaban representados el MARN, ANDA, FISDL y CEDEX. Este grupo además estableció el ámbito del trabajo, los datos básicos de partida para el cálculo de las características del agua residual (caudales y cargas contaminantes) y las premisas adoptadas para la estimación de superficies, de costos de implantación y explotación de las distintas líneas de tratamiento seleccionadas. Estos aspectos constituyen el contenido de los diferentes apartados de este capítulo.

El ámbito de población al que se van a referir las recomendaciones, se estableció en un rango de 100 a 50,000 habitantes, lo que abarca al 94 % de los núcleos urbanos municipales de El Salvador y a una población de alrededor de 1,6 millones de habitantes (ver Tabla 2.1 del capítulo 2).

3.1. Selección de los tratamientos más adecuados

3.1.1. Análisis de los posibles tratamientos

Se analizaron los tratamientos de depuración recogidos en la Tabla 3.1 y de ellos se seleccionaron los de mayor interés para El Salvador, teniendo en cuenta la experiencia de operadores, gestores y proyectistas en la zona de estudio.

Como criterio general se establece, dadas las condiciones socioeconómicas del país, la recomendación de adoptar tecnologías sencillas de operar y mantener, y de bajo

costo de explotación. Sin embargo, hay que tener en cuenta que existen situaciones específicas, como es el caso de zonas turísticas o zonas muy urbanizadas, donde los terrenos son escasos y las condicionantes medioambientales (ruidos, olores, etc.) son muy estrictas, que exigen la adopción de tratamientos intensivos más eficaces, de mayor complejidad y de más altos costos de explotación. Por lo tanto, se tomó la decisión de no eliminar tecnologías intensivas como los lodos activos, que podrían ser necesarias en el segundo escenario.

A continuación se valoran los distintos tratamientos agrupados por tipologías, razonándose los seleccionados para formar parte de las líneas de tratamiento de aguas residuales urbanas objeto de este documento.

Tratamientos Primarios: como tratamientos primarios se decidió incluir las *fosas sépticas*, los *tanques Imhoff* y los *sedimentadores primarios*. Sus características, condiciones y parámetros de diseño se recogen el capítulo 4 de este documento.

Tratamientos Anaerobios: dadas las temperaturas medias anuales del país (24.2-25.9 °C), se valoraron muy positivamente los *tratamientos anaerobios*, especialmente los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), muy consolidados en diversos países del continente americano. (Figura 3.1). Se rechazó, sin embargo, incluir los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) porque, tanto precedidos de un tratamiento primario, como de un RAFA, no garantizan el cumplimiento de la norma salvadoreña de vertidos de aguas residuales a cuerpos receptores, vigente en la actualidad,

Tabla 3.1. Tratamientos de depuración de aguas residuales urbanas

	Tratamientos
Pretratamientos	Desbaste Desarenado Desengrasado
Tratamiento primarios	Fosas Sépticas Tanque Imhoff Sedimentación Primaria
Tratamiento anaerobios	Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA) Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA)
Tratamientos aerobios extensivos	Lagunaje Humedales Artificiales Filtros Intermitentes de Arena Filtros de turba
Tratamientos aerobios intensivos	Filtros Percoladores Contactores Biológicos Rotativos Filtros Sumergidos Aireados Lodos Activos (Aireaciones Prolongadas) Reactores Secuenciales
Tratamientos de desinfección	Cloración Lagunas de Maduración

independientemente de la mala experiencia que se ha tenido en El Salvador respecto al funcionamiento y explotación de este tipo de tratamientos.

Dentro de los post-tratamientos de un RAFA, se analizaron además de los filtros percoladores, las lagunas de estabilización (lagunas facultativas y de maduración) y los humedales artificiales, viendo que con cualquiera de ellos se cumplen los valores límite de vertidos establecidos en la normativa. Se concluyó que la opción más interesante es la de RAFA + Filtros Percoladores. La implantación de lagunas de estabilización detrás de un RAFA no aporta beneficios sustanciales frente a una laguna anaerobia, salvo en algunos casos específicos como la existencia de aguas residuales muy cargadas.

Además, la reducción de carga orgánica que supone la adopción de un RAFA frente a la laguna anaerobia no repercute en un ahorro de superficie en el resto de las lagunas, facultativa y maduración, al tener que mantener un



Figura 3.1. Tratamiento anaerobio mediante RAFA

TRH suficiente para alcanzar el nivel de desinfección establecido en la normativa. La línea RAFA+humedales artificiales se desechó porque el tratamiento mediante humedales se emplea para pequeñas poblaciones, siendo operado por personal no calificado, que tendría dificultades para manejar una tecnología más complicada como es el RAFA.

Tratamientos Extensivos: se consideró necesaria la inclusión de las *lagunas de estabilización* y los *humedales artificiales*, tanto los de tipo horizontal como vertical.



Figura 3.2. Laguna facultativa y humedal subsuperficial de tipo vertical

Entre los distintos *sistemas de lagunaje*, se desecharon las lagunas aireadas, que implica la instalación de aireadores mecánicos flotantes, o equipos sumergidos de aireación por difusores, para satisfacer los requerimientos de oxígeno en la remoción de DBO_5 y en algunos casos para lograr la nitrificación. La experiencia española ha demostrado que estas lagunas no tienen ninguna ventaja sustancial sobre las naturales, sino al contrario, siendo sustituidas por lagunas naturales o por sistemas de lodos activos. En su contra han influido factores como la dificultad de mantener la aireación en la superficie de la laguna y no afectar esta a las zonas intermedias y profundas, los consumos de energía eléctrica, el mantenimiento de los sistemas de aireación y las dificultades para conseguir los límites de DBO_5 requeridos.

Entre los sistemas naturales de lagunaje, los más extendidos son los que incluyen tres lagunas en serie (anaerobia + facultativa + maduración), o los que incluyen solamente las dos últimas (facultativa + maduración). Se ha optado por la primera, ya que al disponer de una laguna anaerobia en cabecera se consigue eliminar un porcentaje alto de los sólidos en suspensión y una parte de la DBO_5 , lo cual permite una mayor estabilidad a los procesos posteriores y un efluente de mayor calidad. Además se consigue disminuir la superficie de

las lagunas facultativas y la cantidad de lodos a extraer de las mismas. La posibilidad de que se produzcan olores en la atapa anaerobia, en el caso de mal funcionamiento de la laguna, podría constituir un impedimento para ubicarla muy cerca de zonas urbanizables, cuestión que siempre se trata de evitar. Para la extracción de los lodos primarios estabilizados, cuya dificultad manifiestan algunos autores, existen sistemas de extracción eficientes, tal como se recogen en el capítulo correspondiente a este tratamiento.

Del tratamiento mediante humedales artificiales no existen apenas experiencias en El Salvador, pero se trata de una tecnología en plena expansión en países del entorno. Se decidió incluir los *humedales subsuperficiales horizontales*, de mayor arraigo en la región y los *verticales*, más novedosos, con menores problemas de obstrucciones y con capacidad de nitrificar las aguas residuales. Muy interesante es la combinación de humedales subsuperficiales verticales seguidos de horizontales por su capacidad para eliminar nitrógeno. En la Figura 3.3 puede verse un humedal de tipo vertical.

Otros tratamientos extensivos como los *filtros intermitentes de arena* y los *filtros de turba* se han eliminado por no disponer en el país del tipo de arena y de la turba necesarias para su funcionamiento.



Figura 3.4. Filtros Percoladores y Contactor Biológico Rotativo

Tratamientos Intensivos: los de mayor interés son, dentro de los sistemas de biopelícula, los *filtros percoladores* y los *contactores biológicos rotativos* (CBR). En el caso de los sistemas de lodos activos, la *aireación extendida* (AE).

Los filtros percoladores precedidos de un tratamiento primario, o de un RAFA, son la opción más valorada por personal técnico salvadoreño, especialmente cuando el tratamiento puede realizarse por gravedad. También se han incluido los CBR por la necesidad de contar con tecnologías adecuadas para los casos en que exista capacidad económica y se necesiten soluciones compactas y de alta eficacia depuradora. De los CBR no se dispone ninguna experiencia en El Salvador, pero están muy implantados en todo el mundo cuando se trata de plantas pequeñas o medianas. Esta tecnología es costosa en cuanto a su implantación, debido al costo de los rotores o discos, pero sus consumos energéticos son similares a los de los filtros percoladores. Tiene además la ventaja de que en general están cubiertos (ver Figura 3.4).

De los tratamientos de lodos activos el más interesante, en nuestro caso, es el de la aireación extendida, tecnología muy conocida en El Salvador y de la que existe un cierto rechazo por su complejidad de explotación

y sus altos consumos energéticos. Hay que puntualizar que este tratamiento solo debe utilizarse en casos específicos, donde se necesiten soluciones compactas y altos rendimientos de depuración y cuando otro tratamiento de menor costo no sea posible.

Para poblaciones grandes es frecuente utilizar sistemas de lodos activos de media carga de menor consumo energético, pero que al no estabilizar los lodos, como ocurre en la aireación prolongada, necesitan implantar instalaciones de tratamiento de los lodos más complejas. Además su explotación es más complicada y requiere personal más especializado. Dado el ámbito de actuación de estas recomendaciones, no se ha considerado conveniente la inclusión de estos sistemas en este documento.

En el ámbito de los sistemas intensivos se rechazaron, también, los filtros sumergidos aireados y los reactores biológicos secuenciales (SBR), por la complejidad de sus procesos y la necesidad de contar con un sistema de control (PLC), que permita programar las secuencias de trabajo. El sistema SBR constituye una variante de la aireación prolongada, muy eficaz en la reducción del nitrógeno y el fósforo, si se diseña para ello, por lo que se trata a título informativo, al hablar del tratamiento de aireación prolongada.

Sistemas de desinfección: los límites tan estrictos respecto a coliformes, impuestos por la normativa salvadoreña a los efluentes depurados, exige la adopción de sistemas de desinfección en todas las plantas de tratamiento, a excepción del lagunaje. Se ha valorado como principal alternativa la *cloración*, bien mediante dosificación de hipoclorito sódico o hipoclorito cálcico, siendo esta última forma la más empleada actualmente en el país. Se establece como sistema preferente el hipoclorito sódico, si bien debido al deficiente sistema de suministro en El Salvador de este producto químico, se propone, en los casos que sea necesario, su producción “in situ” mediante electrólisis, a partir una solución salina. Hay que tener en cuenta que este sistema ya se está utilizando en el país en el caso de desinfección de agua potable.

Se valoraron además como posibles alternativas a la cloración, la utilización de *lagunas de maduración* o de *humedales superficiales horizontales*, cuyos principales problemas frente a la cloración son las altas superficies de implantación necesarias y los mayores costos de inversión; sus ventajas, simplicidad de operación y menores gastos de explotación. Todos estos tipos de tratamientos se recogen en el capítulo 6 de este documento.

Tratamientos de lodos: se analizaron diversas tecnologías para estabilizar y deshidratar los lodos, primando la sencillez y la experiencia existente en El Salvador. En el caso de que el lodo esté estabilizado se opta por deshidratarlo directamente en *patios de secado* y cuando la tecnología empleada no estabilice el lodo se opta por una línea compuesta de un *digestor anaerobio a temperatura ambiente*, con posterior deshidratación mediante eras de secado. Se valoró la posibilidad de incluir como alternativa la utilización de humedales artificiales, dado que este proceso posibilita la estabilización y la deshidratación del



Figura 3.5. Digestor anaerobio abierto a temperatura ambiente

lodo en un solo tratamiento. Finalmente se desechó dada la falta de experiencia de su uso en la región. Sin embargo, se ha incluido un apartado sobre esta tecnología en el capítulo 7, con el objetivo de incentivar su implantación experimental en el futuro.

Un sistema de deshidratación compacto, del que se tiene buenas referencias en El Salvador, y sus costos de inversión y explotación no son muy elevados, son los *sacos filtrantes*, que se podrían utilizar fundamentalmente en el caso de adoptar aireación prolongada.

Se desechó la inclusión de un *espesador* como primera etapa de la línea de lodos, salvo casos excepcionales, a fin de simplificar en lo posible sus instalaciones.

3.1.2. Líneas de tratamiento seleccionadas

En función de lo expresado en el apartado anterior se han seleccionado seis líneas de tratamiento, que tuvieron el consenso por parte de los técnicos salvadoreños y del CEDEX:

1) Filtro percolador

Línea de agua: Pretratamiento + Tanque Imhoff o Sedimentación Primaria + Filtro

Percolador + Sedimentación Secundaria + Desinfección.

Línea de lodos: Digestión anaerobia a temperatura ambiente + Eras de secado o solamente eras de secado si se bombea el lodo del filtro percolador al tanque Imhoff.

2) Rafa Filtro percolador

Línea de agua: Pretratamiento + RAFA + Filtro Percolador + Sedimentación Secundaria + Desinfección.

Línea de lodos: Eras de secado.

3) Lagunaje

Línea de agua: Pretratamiento + Laguna Anaerobia + Laguna Facultativa + Laguna de Maduración.

Línea de lodos: Eras de Secado.

4) Humedales artificiales

Línea de agua: Pretratamiento + Tanque Imhoff + Humedal Subsuperficial Horizontal o Humedal Subsuperficial Vertical + Desinfección.

Línea de lodos: Eras de secado.

5) Lodos activos (aireación prolongada)

Línea de agua: Pretratamiento + Tratamiento biológico de Fangos Activos + Sedimentación Secundaria + Desinfección.

Línea de lodos: Eras de secado.

6) Contactores Biológicos Rotativos (CBR)

Línea de agua: Pretratamiento + Tanque Imhoff + CBR + Sedimentación Secundaria + Desinfección.

Línea de lodos: Digestión anaerobia a temperatura ambiente + Eras de secado, o solamente eras de secado si se bombea el lodo del CBR al tanque Imhoff.

3.2. Aspectos analizados en cada tratamiento

Para cada línea de tratamiento seleccionada se han descrito sus fundamentos, los tratamientos previos necesarios, la línea de tratamiento adoptada, los parámetros de diseño y sus principales características. Se describen los principios básicos en que se basa cada tratamiento y se detallan sus distintas modalidades, en caso de que existan.

3.2.1 Descripción de la línea de tratamiento

Se justifica y describe la línea de tratamiento seleccionada, recogiendo las posibles variaciones existentes en sus distintos procesos u operaciones unitarias, en función del tamaño de la PTAR o de otras características.

3.2.2 Parámetros de dimensionamiento

Se recogen los valores recomendados de los principales parámetros de diseño que se utilizarán en los dimensionamientos básicos de cada tratamiento y para los distintos rangos de población, de cara a la estimación de la superficie necesaria y de los costos de implantación y explotación.

3.2.3 Características de la línea de tratamiento

a) Rendimientos de depuración

Se recogen en una tabla los rendimientos típicos de eliminación de: DBO_5 (%), DQO (%) y Coliformes Fecales (u. log)



de cada tratamiento que compone la línea de agua y los rendimientos globales. No se tienen en cuenta los correspondientes a la desinfección, que se recogerán en un capítulo específico sobre este tratamiento (Capítulo 6).

b) Influencia de las características del terreno

Dependiendo de las necesidades de superficie para la implantación de los diferentes tratamientos, las características del terreno disponible para su ubicación (pendientes, facilidad de excavación, nivel del freático, etc.), ejercerán una menor o mayor importancia a la hora de seleccionar el tipo de solución a implantar.

c) Influencia de la temperatura

Se analiza cómo afecta la temperatura a los distintos tratamientos.

d) Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga

Se analiza la capacidad de los distintos tratamientos para soportar variaciones de caudal y carga, sin que se desestabilicen los procesos y disminuyan los rendimientos de depuración. También se valora su adecuación a las variaciones estacionales.

e) Producción y características de los lodos

Se cuantifica la cantidad de lodos generada en cada tratamiento. Los lodos que se generan en los tratamientos se expresan en l/hab.año, kg SS/DQO aplicado, o kg SS/kg DBO₅ eliminado. También se valora la calidad del lodo producido y su grado de estabilización, para establecer los tratamientos de lodos necesarios.

f) Complejidad de explotación y mantenimiento

Se evalúa el grado de complejidad de las operaciones de explotación y mantenimiento que precisa cada tipo de tratamiento y la cualificación necesaria del personal que deberá manejar la PTAR.

g) Impactos medioambientales

Se analizan los impactos (auditivos, visuales y olfativos) que provocan los distintos tratamientos y se recomiendan medidas preventivas y correctoras para minimizar estos impactos.

h) Estimación de la superficie necesaria para la implantación de la PTAR

Para la estimación de la superficie necesaria, se ha procedido a un dimensionamiento básico para los distintos rangos de población, tal como se recoge en el apartado 3.3. Aparte de la superficie ocupada por los distintos elementos integrantes de las instalaciones, la superficie calculada en el dimensionamiento básico se incrementará con:

- La superficie ocupada por viales internos y perimetrales de 4 m de anchura. Los viales llegarán sólo a los puntos de trabajo, mantenimiento, reparaciones y al edificio de mantenimiento. Se incluirá acera exclusivamente alrededor del citado edificio.
- La superficie ocupada por el edificio de mantenimiento irá en consonancia con el tamaño de la depuradora.
- Edificio básico: sala de operación + almacén + vestuario + servicio sanitario. En caso de PTAR grandes o

con equipos importantes (p.e. lodos activos) el edificio dispondría de: sala de operación + almacén + vestuario + servicio sanitario + espacio para maquinaria + zona vivienda para el guarda nocturno.

- No se contemplarán los terrenos correspondientes a futuras ampliaciones.

Con los datos obtenidos se han confeccionado unas curvas que representan la superficie ocupada por habitante (m^2/hab) para la implantación de cada tipo de tratamiento, en función del tamaño de la población tratada, dentro del rango de población recomendado para su aplicación.

La superficie ocupada no tiene en cuenta la correspondiente al tratamiento de desinfección, ni al tratamiento de fangos,

que se determinan en sus capítulos correspondientes (Capítulos 6 y 7). Por lo tanto, la superficie total de la PTAR se calculará sumando la superficie ocupada por la línea de tratamiento, más la del tratamiento de lodos, más la correspondiente al tratamiento de desinfección.

i) Costos de implantación

Para la estimación de los costos de implantación de cada tratamiento, se utiliza el dimensionamiento básico para los distintos rangos de población, recogido en el apartado 3.3., teniendo además en cuenta una serie de requisitos referentes a la obra civil, los equipos, la urbanización, los puntos límite y otros aspectos generales que influyen en los citados costos. Estos requisitos se reflejan en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Requisitos para la estimación de los costos de implantación

- No se incluyen los costos de adquisición de los terrenos.
- No se incluyen los costos de los colectores para el transporte de las aguas residuales hasta la estación de tratamiento, ni los posibles bombeos.
- No se incluye la acometida eléctrica, ni el colector de vertido del agua tratada al cauce receptor.
- No se incluye el sistema de alumbrado.
- Se incluye el costo de la caseta de mantenimiento.
- Se incluye el costo de un cerramiento perimetral de la parcela, con enrejado de acero de altura 2 m, con tela metálica de torsión simple con acabado galvanizado y plastificado, y con puerta de acceso.
- Se incluyen los costos de los viales y de la urbanización. Los viales se construyen mediante tierra compactada.
- Se incluye el costo de un medidor de caudal, que permita determinar el volumen de agua tratada. Cuando exista conexión eléctrica se contará con un medidor en continuo con registrador y totalizador.
- Se incluye el by-pass general.
- Se incluye un sistema de drenaje general que impida las inundaciones en época de lluvia
- La instalación eléctrica de la PTAR es subterránea.
- Los costos considerados serán de ejecución material.

Tabla 3.3. Requisitos para la estimación de los costos de explotación y mantenimiento

- Los costos unitarios de explotación y mantenimiento se han estimado en función de los costos reales existentes en El Salvador en 2014, suministrados por MARN y ANDA.
- En función del tipo de tratamiento y del tamaño de la instalación se ha determinado el número de técnicos y operarios necesarios y las horas de dedicación.
- En todas las PTAR mayores de 5,000 habitantes se incluirá un vigilante a sueldo completo.
- En los costos laborales se han considerado los gastos de seguridad social y el desplazamiento al trabajo.
- Se considera que el agua residual a tratar llega por gravedad hasta la PTAR.
- Se consideran los costos de energía eléctrica, en los casos de existencia de equipos que necesiten energía, para ello se calculan los consumos de dichos equipos y las horas de funcionamiento.
- Los costos imputables al mantenimiento de las plantas se estiman en el 0.5 % anual de los costos de la obra civil y la edificación, más el 4 % anual del importe total de la partida de equipos electro-mecánicos. A estas partidas hay que añadir los costos derivados de equipos de protección de los operadores y de limpieza de las PTAR.
- Se han considerado los costos de evacuación de residuos y lodos a vertedero, considerando una distancia de 20 km.
- La estimación de los costos analíticos se realiza en función de una periodicidad bimensual en plantas de hasta 2,000 habitantes, mensual en plantas entre 2,000 y 30,000 habitantes y quincenal en plantas superiores a 30,000 habitantes. Los parámetros a analizar son: SS, aceites y grasas, DBO₅, DQO, Nt, Pt, Coliformes fecales y Coliformes totales. El tipo de muestras será compuesta.
- Los costos de explotación y mantenimiento no incluyen ni beneficio industrial ni amortizaciones (salvo que se indique lo contrario).

Para estimar los costos de implantación se han utilizado en general los precios unitarios de obra civil y equipos vigentes en El Salvador, teniendo en cuenta los precios suministrados por el FISDL y los establecidos en proyectos de saneamiento y depuración realizados en la actualidad (2014). Para algunos equipos especiales, que deben importarse, se han utilizado los precios vigentes en España, incluyendo el precio de su transporte a El Salvador.

Con los datos obtenidos, se han confeccionado unas curvas que representan los costos de implantación por habitante (USD\$/hab) para cada tipo de tratamiento, en función del tamaño de la población tratada dentro del rango de población recomendada para su aplicación.

Los costos de implantación no tienen en cuenta los correspondientes al tratamiento de desinfección, ni al tratamiento de fangos, que se determinan en sus capítulos correspondientes (Capítulos 6 y 7). Por lo tanto, los costos totales de implantación de la PTAR se calcularán sumando los costos de la línea de tratamiento, más los del tratamiento de lodos, más los correspondientes al tratamiento de desinfección.

j) Costos de explotación y mantenimiento

- Para la estimación de los costos de explotación y mantenimiento de cada tratamiento, se utiliza el mismo dimensionamiento básico utilizado para estimar los costos de implantación. Además se han tenido en cuenta una serie de requisitos de carácter general, que se reflejan en la Tabla 3.3.

En estos costos se incluyen los relativos a personal, energía eléctrica, mantenimiento, consumo de productos químicos, análisis y transporte y disposición de lodos. La forma de establecer cada uno de estos costos se refleja en el Anexo 2 de este documento.

El costo más controvertido es el relativo al transporte y gestión de detritus y lodos producidos en la PTAR. Al no existir legislación sobre esta materia y desconocerse el destino que las administraciones públicas piensan dar a los lodos en cada situación, se ha adoptado un caso hipotético, en el que el destino de detritus y lodos es un vertedero mecanizado situado a 20 km de la PTAR. Este caso puede no ser representativo para muchas PTAR, pero se ha decidido mantenerlo, para demostrar el peso económico que tiene este factor en los costos totales de explotación y mantenimiento.

Con los datos obtenidos se han confeccionado unas curvas, que representan los costos de explotación y mantenimiento por habitante y año (€/hab.año), para cada tipo de tratamiento, en función del tamaño de la población tratada dentro del rango de población recomendada para su aplicación.

Estos costos incluyen los derivados del tratamiento y gestión de los lodos, no incluyendo, sin embargo, los correspondientes al tratamiento de desinfección, que se determinan en su capítulo correspondiente (Capítulo 7). Por lo tanto, los costos totales de explotación y mantenimiento de la PTAR se calcularán sumando los costos de la línea de tratamiento, más los correspondientes al tratamiento de desinfección

3.3 Bases de partida para los dimensionamientos básicos

Para la estimación de la superficie necesaria para la implantación de cada línea de tratamiento y para la estimación de sus

costos de implantación y explotación, se ha procedido a un dimensionamiento básico para los siguientes tamaños de poblaciones, en función de la línea de tratamiento: 100, 500, 1,000, 2,000, 5,000, 10,000, 15,000, 20,000, 25,000, 30,000, 40,000 y 50,000, habitantes

Este dimensionamiento se basa en los criterios de diseño recomendados para cada tipo de tratamiento, en las bases de partida que se establecen a continuación y en los requisitos recogidos en el apartado 3.2.3.

3.3.1 Dotaciones y caudales

A efectos del dimensionamiento básico de las líneas de tratamiento, y no existiendo en El Salvador datos estadísticos suficientes sobre las dotaciones de agua potable reales, se han establecido unos valores tipo, que se recogen en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4. Dotaciones de agua potable

Habitantes	Dotaciones de agua potable (Litros/habitante . día)*
100 - 2,000	150
2,000 – 10,000	175
> 10,000	200

*Para calcular los caudales de aguas residuales se debe tener en cuenta un coeficiente de retorno de 0.8.

Estos caudales incluyen los vertidos domésticos, los de pequeñas industrias locales, comercios y administraciones y las fugas.

El cálculo de los caudales medios y punta de aguas residuales a tratar en la PTAR, se realizará según lo indicado en la Norma Técnica de ANDA para Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillados de Aguas Negras, que se resume en:

Tabla 3.4. Cargas contaminantes unitarias

Habitantes	100-2,000	2,000-10,000	> 10,000
MES (g/hab.día)	40	45	50
DBO ₅ (g/hab.día)	40	45	50
DQO (g/hab.día)	80	90	100
Nt (g/hab.día)	8	9	10
Pt (g/hab.día)	1.4	1.5	1.6

Tabla 3.5. Concentraciones estimadas en el agua residual*

Habitantes	100-2,000	2,000-10,000	> 10,000
MES (mg/L)	290	280	272
DBO ₅ (mg/L)	290	280	272
DQO (mg/L)	580	559	543
Nt (mg/L)	58	56	54
Pt (mg/L)	10	9	9
CF (NMP/100 mL)	10 ⁷	10 ⁷	10 ⁷

*Para determinar las concentraciones se ha tenido en cuenta la infiltración en los colectores

- Consumo de agua potable: n° de habitantes x dotación.
- Agua residual: consumo de agua potable x coeficiente de retorno (0.8). A esto habrá que añadirle la infiltración potencial, que en nuestro caso, a efectos de los dimensionamientos básicos, se podría adoptar un valor suplementario de un 15 %.
- Para el cálculo del caudal punta horario se adopta el factor de Harmon, por ser el más utilizado en la mayoría de los países centroamericanos y relacionar directamente la población con el factor punta.

$$Q_{\text{punta}} \text{ (m}^3\text{/h): } Q_{\text{medio}} \times H \text{ (factor de Harmon)}$$

$$H: 1 + (14 / 4 + P^{1/2})$$

Siendo P la población en miles de habitantes.

3.3.2 Cargas contaminantes

Tampoco existen en el país datos sobre las cargas contaminantes unitarias generadas en las poblaciones urbanas, por lo que fue necesario establecer unos valores tipo, en función de la experiencia existente en países del entorno. Estos valores, se recogen en la Tabla 3.4.

Con las dotaciones y cargas contaminantes adoptadas, las concentraciones por rango de población quedarían tal como se muestra en la tabla 3.5.

3.3.3 Rendimientos de depuración

Partiendo de las concentraciones tipo establecidas en la Tabla 3.5 y de los límites exigidos en la norma salvadoreña de vertidos de aguas residuales urbanas a un cuerpo receptor (Tabla 1.6), se pueden determinar los

niveles de exigencia en cuanto a rendimiento de eliminación de los principales parámetros contaminantes (Ver Tabla 3.6).

Los rendimientos de reducción de DBO_5 , SS y DQO pueden alcanzarse sin problemas con las líneas de tratamiento seleccionadas, siempre que se operen y mantengan correctamente. La eliminación de los nutrientes, especialmente el N_T , no es posible lograrla, si no es a

través de tratamiento de lodos activos con nitrificación-desnitrificación y eliminación de fósforo (en su caso), o utilizando humedales verticales y horizontales en serie.

La reducción exigida de coliformes fecales es muy alta y será necesario, salvo en el caso de las lagunas de estabilización, incluir un tratamiento de desinfección, tal como se recoge en el capítulo 6 de este documento.

Tabla 3.6. Rendimientos de depuración necesarios para cumplir la normativa de vertidos

Habitantes	100-2,000	2,000-10,000	> 10,000
MES (%)	79.3	78.5	77.9
DBO_5 (%)	79.3	78.5	77.9
DQO (%)	74.1	73.2	72.4
N_T (%)	13.8	10.6	8.0
Pt (%) [*]	-	-	-
CF (uLog)	4	4	4

* Los valores estimados de Pt en el agua residual, son menores que los establecidos en la norma de vertido

4. Pretratamiento y tratamientos primarios

Si bien los pretratamientos y tratamientos primarios se definirán en cada una de las líneas de tratamiento recogidas posteriormente, en este apartado se establecerán recomendaciones de carácter general y los parámetros de diseño de las distintas operaciones unitarias. En el pretratamiento, además de las operaciones de desbaste, desarenado y desengrasado, se incluye la obra de llegada y la medida de caudal.

En las PTAR, las aguas residuales a tratar, conducidas por gravedad o por bombeo, descargan en una obra de llegada, como paso previo a su pretratamiento, en el que se elimina la mayor cantidad posible de aquellas materias que por su naturaleza o tamaño (detritus, arenas, grasas, etc.), podrían originar problemas en las etapas posteriores del tratamiento. Por otro lado, los caudales de aguas residuales que ingresan en la PTAR deben medirse para poder efectuar una explotación eficaz y evaluar los costos del tratamiento por unidad de volumen de agua tratada.

4.1. Obra de llegada

Las aguas residuales ingresan en la PTAR en la obra de llegada, que consiste normalmente en una arqueta donde conectan los colectores que transportan las aguas a tratar.

La obra de llegada debe disponer de un aliviadero conectado a la línea de by-pass general de la PTAR, que tiene la misión de evacuar el caudal que supere al caudal máximo de diseño, o de evacuar todo el caudal de agua residual en los casos en que sea necesario poner fuera de servicio las instalaciones. A tal fin se incluirá a la salida de la obra de llegada

una compuerta o compuertas de aislamiento de la PTAR. Tanto el by-pass general, como el emisario de salida deben tener capacidad suficiente para transportar toda el agua que pueda llegar por el colector o colectores a la depuradora (ver Figura 4.1).

El caudal máximo de diseño suele oscilar entre 2 y 4 veces el caudal medio, según el número de habitantes servidos.



Figura 4.1. Obra de llegada y aliviadero

En el caso de que el agua residual llegue a la PTAR mediante bombeo o que existan puntas muy importantes de caudal a lo largo del día, podría ser de interés incluir previamente a la obra de llegada, un tanque de almacenamiento con el objeto de garantizar una distribución uniforme del agua residual al pretratamiento y a las unidades de tratamiento posteriores. Esto impediría el arrastre de los sólidos retenidos en el desarenador y mejoraría el funcionamiento de la PTAR.

4.2. Pretratamiento

Las distintas operaciones que constituyen el pretratamiento dependerán, en cada caso concreto, de la calidad del agua bruta de entrada, del tipo de tratamiento posterior

adoptado y del tamaño de la población, entre otros factores. Suele constar de un desbaste, un desarenado y un desengrasado.

4.2.1 Desbaste

Su objetivo es la eliminación de sólidos a través de rejillas o tamices. Dado el pequeño paso de los tamices (entre 0.3 y 0.5 mm), su alto costo respecto a las rejillas y su mayor mantenimiento, no parece recomendable su instalación en El Salvador, salvo en casos muy específicos.

Las rejillas se clasifican según el tamaño de paso entre barrotes en rejillas de gruesos (entre 20 y 60 mm) y rejillas de finos (entre

6 y 12 mm), siendo valores usuales 40 mm y 10 mm, respectivamente. En función de cómo se realice su limpieza, las rejillas se clasifican en manuales y automáticas.

En caso de poner una sola rejilla, esta no debería tener un paso superior a 20 mm.

Las rejillas automáticas tienen un sistema de control de la puesta en marcha y parada del rastrillo mediante temporizador o por pérdida de carga, recomendándose la instalación de un sistema combinado de ambos. Deben también incluir compuertas en la parte anterior y posterior de las rejillas para poder aislarlas en caso de que tuvieran que

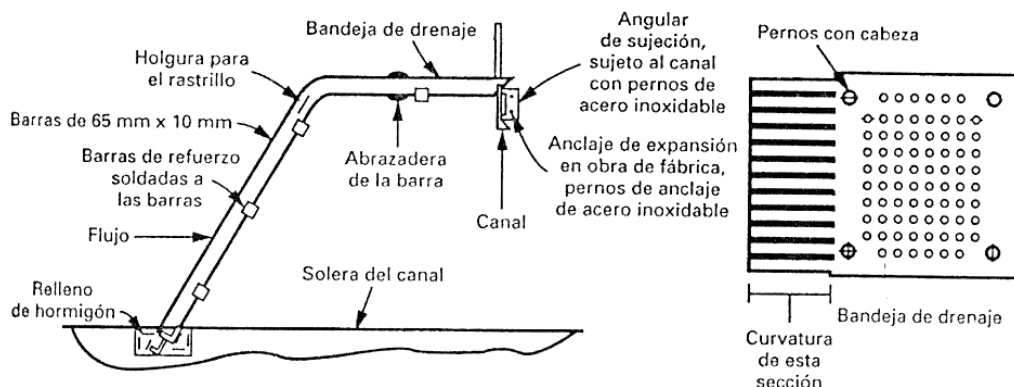


Figura 4.2. Reja de limpieza manual (Metcalf& Eddy 2000)

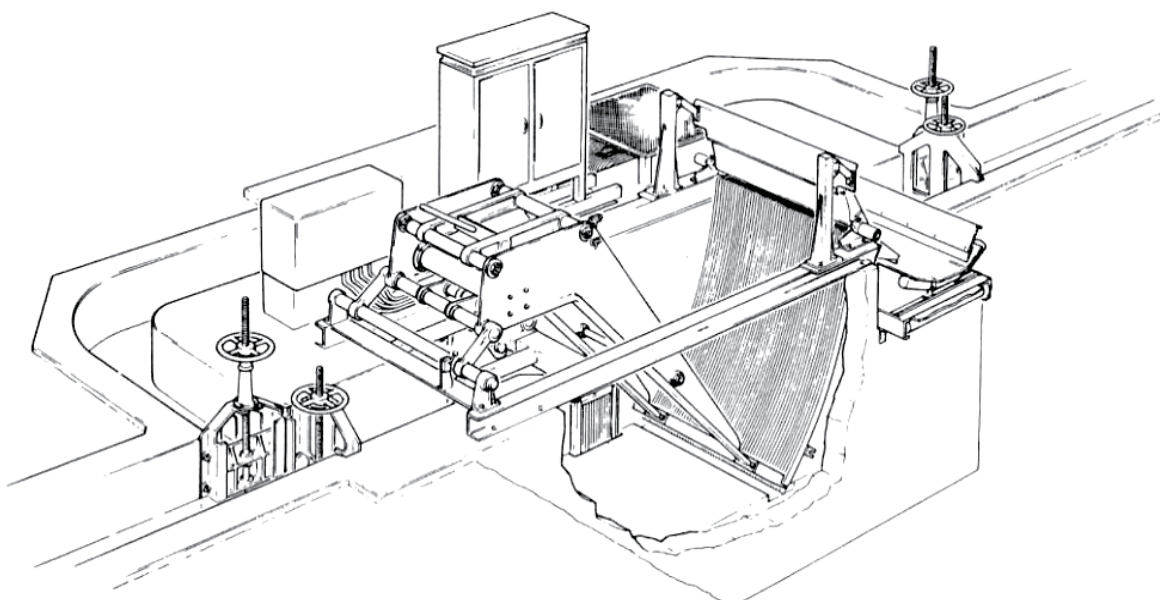


Figura 4.3. Reja curva de limpieza automática

ser reparadas. Con este mismo objetivo debe construirse un canal de by-pass con una reja manual (Figura 4.3).

Todos los elementos mecánicos del pretratamiento en contacto con las aguas residuales deben ejecutarse en material inoxidable, preferentemente en acero AISI 316.

Para el caso de El Salvador, se recomienda con carácter general, la utilización de rejas

de gruesos de 30-40 mm de paso, seguida de rejas de finos de 10 mm de paso, ambas manuales. En plantas grandes, o en aquellas que por sus características necesitan retirar los residuos de una forma rápida, como es el caso de zonas hoteleras o plantas con zonas urbanizadas muy cercanas, puede ser recomendable la inclusión de rejas automáticas. En algunos casos para minimizar los olores se utilizan sistemas de desbaste automático con prensa de residuos incorporada (Figura 4.4).

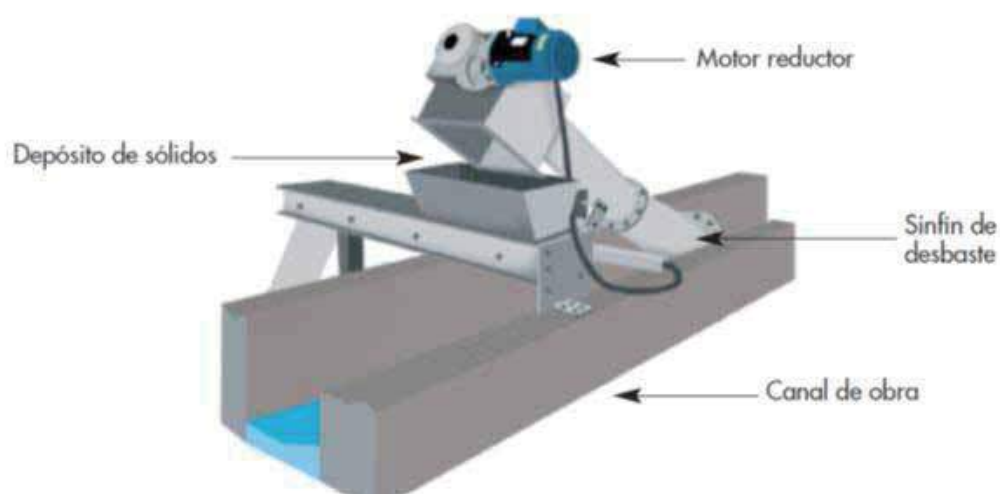


Figura 4.4. Desbaste automático de finos con tornillo y prensa incorporada

Tabla 4.1. Parámetros de diseño de rejas (CEDEX, 2013)

Parámetros	Valores	
	Rejas limpieza manual	Rejas limpieza automática
Velocidad en canal (m/s)	>0.4 a $Q_{\text{mínimo}}$ >0.9 a $Q_{\text{máximo}}$	>0.4 a $Q_{\text{mínimo}}$ >0.9 a $Q_{\text{máximo}}$
Velocidad a través de la reja (m/s)	< 0.6 a Q_{medio} < 0.9 a $Q_{\text{máximo}}$	< 1.0 a Q_{medio} < 1.4 a $Q_{\text{máximo}}$
Longitud del canal antes de la reja(m)	>1.3	>1.3
Anchura mínima canal (mm)	>0.3	>0.3
Ancho de barrotes (m)	Finas: 6-12 Gruesas: 12-25	Finas : 6-12 Gruesas: 12-25
Inclinación barras	40-60°	-
Volumen detritus extraídos (l/hab.año)	Rejas finas: 5-15 Rejas gruesas: 2-5	Rejas finas: 5-15 Rejas gruesas: 2-5

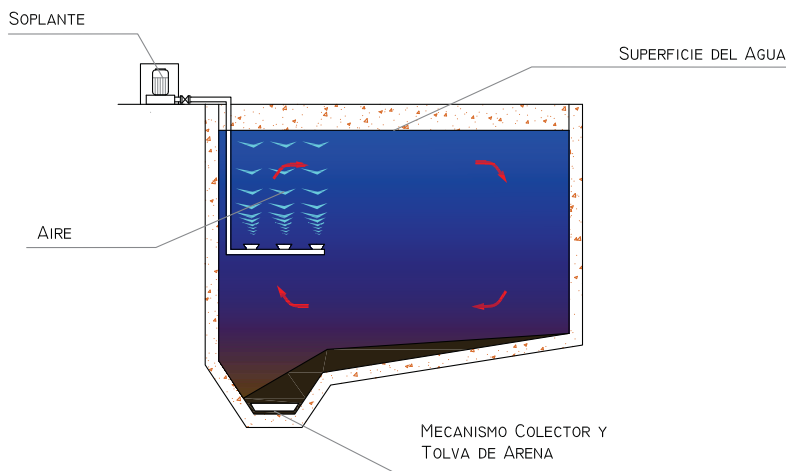


Figura 4.5. a) Desarenador estático de doble canal; b) Esquema de desarenador aireado

Los parámetros de diseño de las rejillas se recogen en la Tabla 4.1.

4.2.2 Desarenado

Tiene por objeto eliminar las materias pesadas de granulometría superior a 0.2 mm y densidad superior a 2.5 gr/cm³, para evitar su sedimentación en canales, conducciones y unidades de tratamiento posteriores. Si los desarenadores se diseñan adecuadamente (Tabla 4.2) puede conseguirse rendimiento de eliminación de arenas del 90 %.

Esta etapa se coloca generalmente después del desbaste y antes del tratamiento primario. Existen básicamente dos tipos de desarenadores, los estáticos de flujo horizontal y los aireados (Ver Figura 4.5). En muchas ocasiones los desarenadores aireados incluyen en la misma unidad la operación de desengrasado, como se verá posteriormente.

Desarenadores estáticos de flujo horizontal: las arenas decantan en canales longitudinales, debiéndose construir al menos dos unidades en paralelo, con capacidad cada una de ellas para el caudal máximo de diseño, para permitir que un canal esté en

funcionamiento mientras el otro esté vacío de agua mientras se extraen las arenas de forma manual. Existen dos modalidades diferentes: de flujo variable y de flujo constante. En este último caso, la velocidad de paso se mantiene constante, bien mediante una sección adecuada de los canales (perfil parabólico o trapezoidal), bien colocando al final de los canales vertederos de salida de ecuación lineal (canal Parshall, vertedero Sutro, etc.). Para poder aislar los canales se incluirán compuertas a la entrada y salida de los mismos.

Desarenadores aireados: el aire inyectado permite disminuir el contenido en materia orgánica de la arena, provocando un movimiento en espiral que se controla con la propia geometría del tanque y por la cantidad de aire suministrado. La extracción de arena se realiza de forma mecánica mediante bombas centrífugas, o sistemas air-lift.

Para separar el agua de la arena se utilizan tornillos de Arquímedes o clasificadores alternativos de rastrillo, que consiguen una sequedad en la arena del 90 %. La arena extraída se recoge en un contenedor similar a los utilizados para los residuos procedente del desbaste (Figura 4.6).

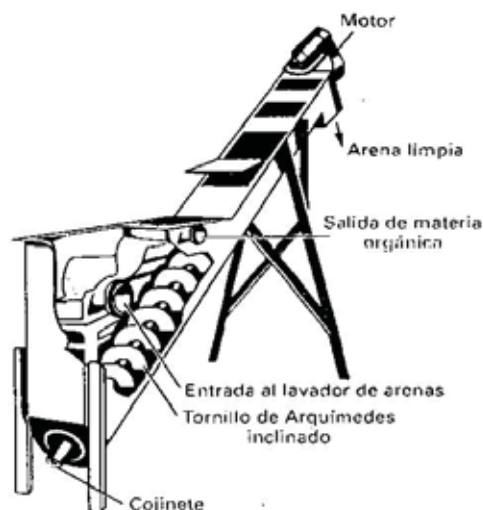


Figura 4.6. Separación agua-arena: a) Tornillo de Arquímedes y b) Clasificador alternativo

Tabla 4.2. Parámetros de diseño de los desarenadores (CEDEX, 2013)

Parámetros	Valores	
	Desarenadores estáticos	Desarenadores aireados
Carga superficial a $Q_{\text{Máximo}}$ ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$)	< 70	< 70
Velocidad horizontal (m/s)	0.3*	<0.15
Tiempo de retención a $Q_{\text{máximo}}$ (minutos)	1-2	2-5
Anchura (m)	>0.30	2-5
Longitud / anchura (m/m)	-	3:1-5:1
Volumen arenas extraídas (l/100 m^3)	Sistemas separativos: 6-20 Sistemas unitarios: 8-80	Sistemas separativos: 6-20 Sistemas unitarios: 8-80
Suministro de aire ($\text{Nm}^3/\text{min. metro de canal}$)	-	0.2-0.6

*Los desarenadores estáticos pueden ser de flujo constante o flujo variable. Los parámetros de dimensionamiento son similares, a excepción de que los primeros mantienen una velocidad horizontal fija, colocando al final de los canales vertederos de ecuación lineal.

Se recomienda, en general, la utilización desarenadores estáticos de doble canal y flujo constante. En plantas grandes, o en aquellas que por sus características necesitan retirar las arenas y grasas de una forma rápida, como es el caso de zonas hoteleras o plantas con zonas urbanizadas muy cercanas, puede ser recomendable la inclusión de desarenadores -

desengrasadores de retirada automática de residuos (Ver apartado 4.2.3).

Se requieren, como mínimo, dos canales en paralelo con capacidad nominal cada uno de ellos, a fin de permitirle funcionar a uno de ellos mientras en el otro se está retirando la arena. La operación de desarenado se diseña para el caudal máximo de entrada a la PTAR.



Figura 4.7. a) Desengrasador estático; b) Desarenador-desengrasador aireado

Los parámetros de diseño de los desarenadores se recogen en la Tabla 4.2.

4.2.3 Desengrasado

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

- a) Los estáticos, en los que se hace pasar el agua a través de un depósito dotado de un tabique deflector, que obliga a las aguas a salir por la parte inferior del mismo, lo que permite que los componentes de menor densidad queden retenidos en la superficie (Figura 4.6). El rendimiento de estos desengrasadores es muy inferior al de los aireados.
- b) Los aireados, en ellos se inyecta aire por la parte inferior del recinto para desemulsionar las grasas y mejorar la flotación de las mismas. Este tipo de desengrasador no se suele utilizar si no es combinado con la operación de desarenado.

En muchos casos las operaciones de desarenado y desengrasado se realizan de forma conjunta. En este caso, la arena decanta por gravedad y las grasas se acumulan en la

superficie al inyectar aire por la parte inferior. Normalmente dispone de un puente móvil del que cuelga un sistema de extracción de arena en continuo (mediante bombas centrífugas o air-lift) y un sistema de barrido superficial de flotantes (Figura 4.7).

Los sistemas de desengrasado se incluyen en la línea de pretratamiento en los casos en que se prevea la existencia de vertidos con altas concentraciones de grasas y/o flotantes ($> 20 \text{ mg/L}$). Si se ve la necesidad de incluir un sistema de desengrasado, éste será en general de tipo estático. Sólo en plantas grandes, especialmente en el caso de utilización de tecnologías intensivas, puede ser recomendable la inclusión de un desarenador-desengrasador aireado.

Con un correcto diseño los desengrasadores estáticos pueden conseguir rendimientos de eliminación de grasas del 60 al 70 %, mientras que en un desarenador-desengrasador aireado puede conseguir rendimientos superiores al 80 % de eliminación de grasas y al 90 % de eliminación de arenas.

Los parámetros de diseño de los desengrasadores estáticos y de los desarenadores-desengrasadores aireados se recogen en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Parámetros de diseño de los desengrasadores (CEDEX, 2013)

Parámetros	Valores	
	Desengrasador estático	Desarenador-desengrasador aireado
Carga superficial a $Q_{\text{máximo}}$ ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$)	< 20	<35
Tiempo de retención a Q_{medio} (minutos)	>30	10-15
Altura (m)	-	2-5
Longitud / anchura (m / m)		3:1-5:1
Volumen arenas extraídas (l/m^3)	-	Sistemas separativos: 6-20 Sistemas unitarios: 8-80
Volumen grasas extraídas (l/m^3)*	0.05-0.07	0.08-0.09
Suministro de aire ($\text{Nm}^3/\text{min. metro de canal}$)	-	0.2-0.6

*Contenido medio en grasas de 100 mg/L

4.2.4. Residuos procedentes del pretratamiento

En el pretratamiento se producen los siguientes tipos de residuos: a) sólidos procedentes del desbaste, b) arenas decantadas en el desarenador y c) grasas y flotantes extraídas de la operación de desengrasado.

El volumen de residuos procedente del desbaste depende fundamentalmente del tipo de reja o tamiz, de la separación entre barrotes o pletinas, del caudal de agua residual, del tipo de colectores y de las características particulares de cada comunidad. En la Tabla 4.1 se incluyen valores procedentes de la experiencia española. Estos residuos se almacenan en contenedores y se les puede dar el mismo destino que a los residuos sólidos urbanos.

El volumen de arenas procedentes de los desarenadores es muy variable en función del sistema de recogida de las aguas (red unitaria o separativa), del estado de los colectores y de las condiciones climáticas. En la Tabla 4.2 se incluyen valores procedentes de la experiencia española. Estos residuos se almacenan en contenedores similares

a los utilizados en el caso de los residuos procedentes del desbaste y pueden manejarse como si fueran residuos sólidos urbanos.

Las grasas y flotantes se producen cuando se vierten a la red de colectores aguas residuales procedentes de mataderos, gasolineras, restaurantes, etc. En la Tabla 4.3 se establecen valores usuales, cuando la concentración de grasas en el agua bruta es de 100 mg/L. Su almacenamiento se realiza en contenedores especiales cerrados, para evitar los olores producidos al descomponerse las grasas. Su disposición se realiza en vertederos especialmente preparados para este fin.

4.3. Medida de caudal

La medición de caudal es una operación necesaria para poder realizar una explotación eficaz de la PTAR y evaluar los costos del tratamiento por unidad de agua tratada.

La medida puede realizarse en canales abiertos (flujo de lámina libre), o en conducciones en carga. En el primer caso, la determinación del caudal se lleva a cabo normalmente en



Figura 4.8. a) Medida en vertedero triangular; b) Medidor magnético en tubería

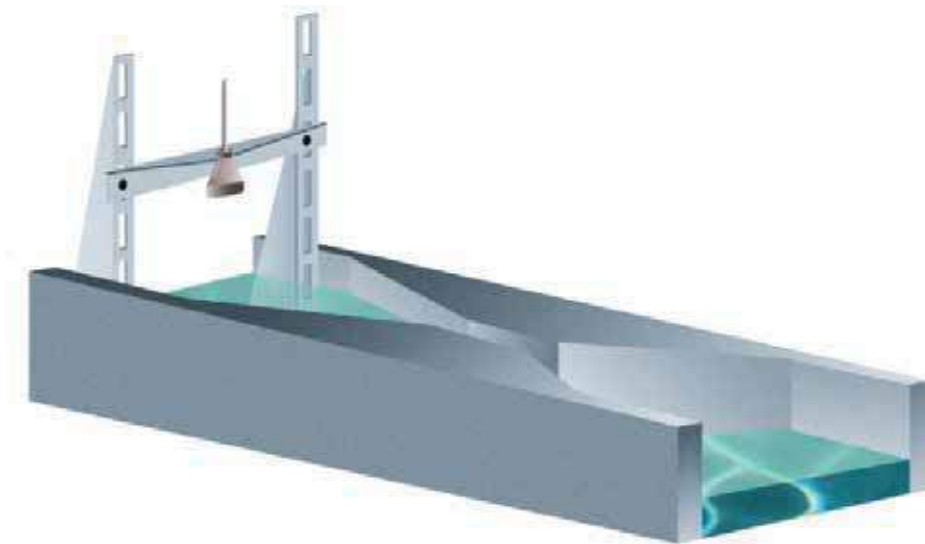


Figura 4.9. Canal Parshall, con sistema de medida ultrasónico

vertederos rectangulares, triangulares o en canales tipo Parshall. De ellos, el canal Parshall es el más eficaz, siempre que sus dimensiones sean las correctas. Dada las dificultades de construir durante la obra un medidor de estas características, se recomienda instalar canales Parshall prefabricados.

En conducciones en carga, la determinación del caudal se lleva a cabo, normalmente, mediante la introducción de una obstrucción para crear una pérdida de carga o diferencial de presión (Venturi, placa de orificio, etc.),

o mediante la medición de los efectos que produce el agua en movimiento (medidor magnético). Para las aguas residuales con concentraciones de sólidos normales se utiliza la medición en canal abierto o los medidores magnéticos en conducciones en carga.

Se recomienda que, con carácter general, en las poblaciones que dispongan de energía eléctrica en su parcela, se incluya un medidor de caudal en continuo, con al menos totalizador, de esta forma, además de

los beneficios que reporta a la explotación de la PTAR, se dispondrá de datos sobre las características de las aguas residuales en El Salvador, hoy no disponibles, fundamentales de cara a la planificación y al diseño de futuras instalaciones.

La medida de caudal suele ubicarse después del pretratamiento.

4.4. Tratamientos primarios

El objetivo de los tratamientos primarios es la reducción de los sólidos en suspensión (flotantes y sedimentables), mediante su sedimentación, consiguiéndose, además, una cierta reducción de la contaminación biodegradable, dado que una parte de los sólidos que se eliminan están constituidos por materia orgánica.

Los tratamientos primarios deben ser precedidos por un pretratamiento mediante desbaste, desarenado y en su caso, desengrasado.

Se exponen a continuación, los tratamientos primarios de mayor interés para el caso de

El Salvador: las fosas sépticas, los tanques Imhoff y los sedimentadores primarios. Los dos primeros consiguen estabilizar los lodos decantados mediante un proceso de digestión anaerobia de los mismos.

4.4.1. Fosa séptica

Constituyen uno de los tratamientos previos más utilizados en sistemas de depuración descentralizados y en poblaciones de tamaño muy pequeño. En general se disponen enterradas.

En su funcionamiento cabe distinguir dos tipos de procesos: a) físicos: bajo la acción de la gravedad se separan los sólidos sedimentables, que se van acumulando en el fondo de la fosa, y por flotación, los flotantes y grasas van formando una capa sobre la superficie líquida; b) biológicos: los lodos decantados se estabilizan mediante una digestión anaerobia, con desprendimiento de biogás. En la figura 4.9 se recoge un esquema de una fosa séptica.

Las fosas sépticas suelen utilizarse en poblaciones inferiores a los 200 habitantes.

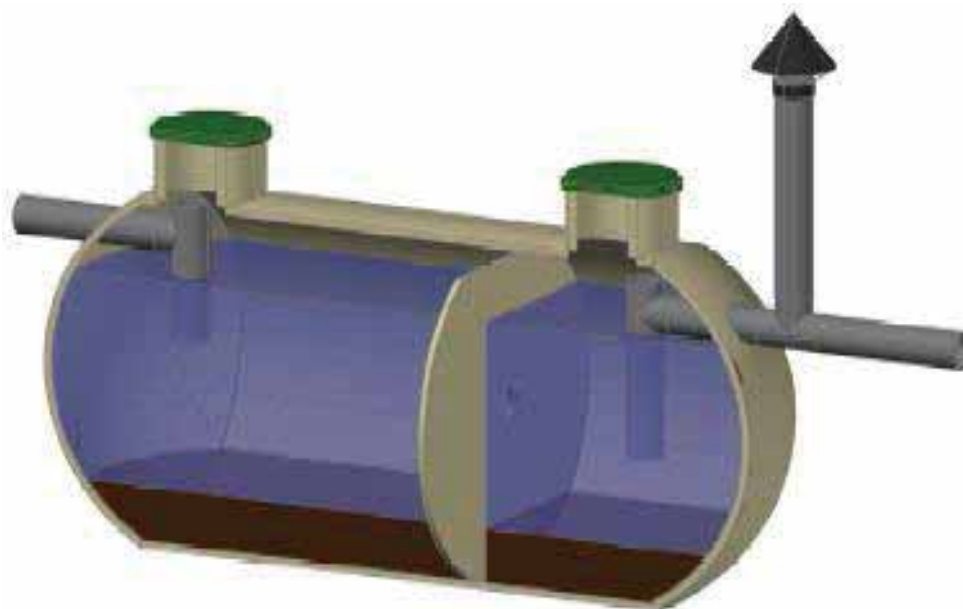


Figura 4.9. Esquema de una fosa séptica de dos cámaras

Tabla 4.4. Parámetros de diseño de las fosas sépticas

Parámetros	Valores recomendados
Carga superficial a Q_{medio} ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{h}$)	< 1.5
Tiempo de retención a Q_{medio} (días)	2-3
Volumen útil (l/habitantes)	450

Fuente: Agence de l'Eau Rhin-Meuse, 2007

Tabla 4.5. Volumen útil de las fosas sépticas

Intervalos de extracción de lodos (años)	Volumen útil de la fosa séptica (m^3)
1	$2.7 \cdot Q_{\text{med}}$
2	$3.5 \cdot Q_{\text{med}}$
3	$4.2 \cdot Q_{\text{med}}$

Fuente: Agence de l'Eau Rhin-Meuse, 2007

Tabla 4.6. Producción de lodos

Parámetros	Valores
Producción de lodos kg MS/habitante.Año	6-10
Concentración %	3.0-5.0
Volumen L/habitante. Año	150-250

Fuente: CEDEX 2013

Tabla 4.7. Rendimientos de las fosas sépticas

Parámetro	Reducción (%)
DBO_5	20-30
MES	50-60
DQO	20-30
Coliformes fecales (reducción u. log)	0-1

Fuente: Agence de l'Eau Rhin-Meuse, 2007

Los parámetros de diseño de las fosas sépticas se recogen en las Tablas 4.4 y 4.5 (valores recomendados por la Agence de l'Eau Rhin-Meuse, 2007). En la primera el diseño se basa en la carga hidráulica, el tiempo de retención y en el número de habitantes servidos. En la segunda se calcula el volumen útil con base en la frecuencia establecida para la purga de lodos.

Respecto al intervalo es recomendable que este no sea inferior a dos años, debiendo adecuarse el volumen útil de la fosa a este fin. La producción de lodos se recoge en la Tabla 4.6 y los rendimientos que normalmente se obtienen en la Tabla 4.7.

A efectos de diseño se supone una reducción nula de coliformes fecales en este tratamiento, debido a la incertidumbre que afecta a los resultados que pueden obtenerse. Esta misma conclusión es válida para el resto de tratamientos primarios, tanques Imhoff y sedimentadores primarios.

4.4.2. Tanque Imhoff

Constituyen uno de los tratamientos previos más utilizados en poblaciones pequeñas y medianas para reducir los sólidos en suspensión, tanto sedimentables como flotantes. En general se disponen enterrados.

Los tanques Imhoff constan de un único depósito, en el que se separan la zona de sedimentación, que se sitúa en la parte superior, de la zona de digestión de los sólidos decantados, que se ubica en la zona inferior del depósito (Figura 4.10). La configuración de la apertura que comunica ambas zonas impide el paso de gases y partículas de fango de la zona de digestión a la de decantación, de esta forma se evita que los gases que se generan en la digestión afecten a la decantación de los sólidos en suspensión sedimentables, como ocurre en el caso de las fosas sépticas.

En su funcionamiento se dan procesos físicos y biológicos similares a los expuestos en las fosas sépticas. Con relación a estas, la principal diferencia de los tanques Imhoff estriba en la corta estancia del agua residual en el proceso, lo que permite la obtención de efluentes con bajo grado de septicidad.

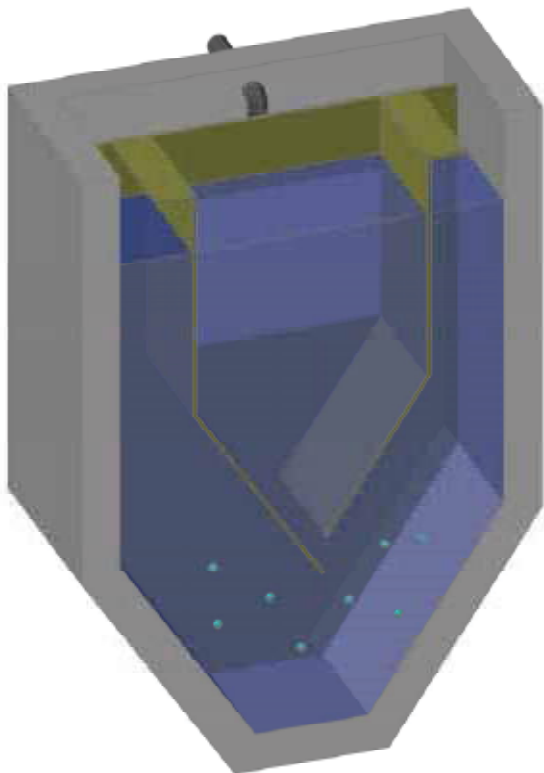


Figura 4.10. Esquema de un tanque Imhoff

Tabla 4.8. Parámetros de diseño de un tanque Imhoff (Metcalf & Eddy, 2000)

Parámetros	Valores recomendados
Zona de decantación	
Carga superficial ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{h}$)	1.0-1.5 a $Q_{\text{máximo}}$
Tiempo de retención (minutos)	90 a $Q_{\text{máximo}}$
Zona de digestión	
Tiempo de digestión (meses)	6
Volumen zona digestión ($\text{m}^3/\text{habitantes}$)	0.07

Tabla 4.9. Producción de lodos

Parámetros	Valores
Producción de lodos kg MS/habitante. año	6-10
Concentración %	4.0-6.0
Volumen L/habitante. año	120-200

Tabla 4.10. Rendimientos de los Tanques Imhoff

Parámetro	Reducción (%)
DBO_5	25-35
MES	55-65
DQO	20-30
Coliformes fecales (reducción u. log)	0-1

Los parámetros de diseño de este tratamiento primario se recogen en la Tabla 4.8, la producción de lodos en la Tabla 4.9 y sus rendimientos característicos en la Tabla 4.10

Los tanques Imhoff pueden utilizarse como tratamiento primario, y para almacenar y estabilizar los lodos en exceso producidos en el tratamiento secundario (Filtros Percoladores, Biodiscos, etc.). En este caso, en el cálculo del volumen destinado al almacenamiento y digestión deberá tenerse en cuenta el volumen de lodos en exceso producidos, a fin de garantizar el tiempo de retención establecido en el diseño.

4.4.3. Sedimentadores primarios

El objetivo de la sedimentación primaria, al igual que el resto de tratamientos primarios, es eliminar por gravedad una parte importante de los sólidos en suspensión y de la materia orgánica agregada. A diferencia de las fosas sépticas o los tanques Imhoff, no almacena ni estabiliza los lodos decantados, por lo que deben ser retirados cada cierto tiempo, ya que en caso contrario originarían fuertes demandas de oxígeno en el resto de las etapas del tratamiento y se producirían fuertes olores. Los fangos extraídos de los sedimentadores suelen ser tratados posteriormente mediante un proceso de digestión (normalmente anaerobia a temperatura ambiente), previamente a su deshidratación a través de eras de secado.

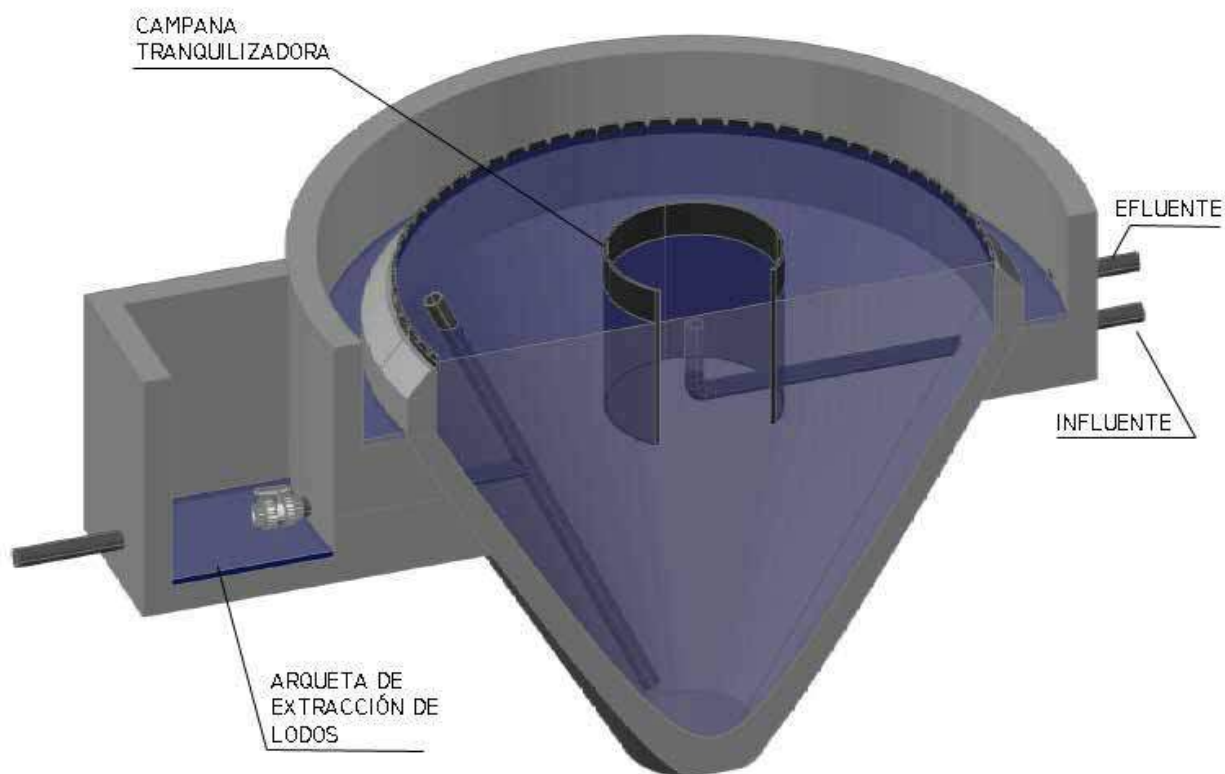


Figura 4.11. Sección de un sedimentador primario cilindro cónico estático

Los sedimentadores primarios pueden ser estáticos o dinámicos, según cuenten o no con partes mecanizadas. Los sedimentadores estáticos cilindro cónicos (Figuras 4.11 y 4.12) son los más utilizados, recomendándose su instalación en poblaciones pequeñas y medianas.

Dentro de los estáticos también existen los de tipo lamelar, cuya ventaja es la de reducir la superficie de implantación en 8 o 10 veces respecto a la necesaria para los sedimentadores convencionales. Este tipo de decantadores no suelen utilizarse en países como El Salvador, por su alto costo y por tener un mantenimiento más complicado, salvo en casos excepcionales donde no se disponga de terreno suficiente.

Los sedimentadores dinámicos cuentan con elementos electromecánicos (puente

móvil, rasquetas de fondo, rasquetas superficiales, etc.), que se utilizan para recoger los flotantes y para conducir los lodos hacia la poceta de evacuación (Figura 4.12). Atendiendo a su geometría se distinguen entre decantadores dinámicos rectangulares y circulares.

Los decantadores estáticos cilindro cónicos son los más extendidos en Centroamérica, por sus costos de implantación y sencillez de mantenimiento, pero cuando los diámetros son grandes, el grado de inclinación necesario de sus paredes obliga a ir a profundidades exageradas, con los problemas constructivos que ello conlleva. Es por ello que a partir de un cierto tamaño de población o en casos que existan limitaciones en la profundidad de excavación, hay que estudiar la alternativa de construir sedimentadores dinámicos de puente móvil.



Figura 4.12. a) Sedimentador primario estático (San Luis Talpa, El Salvador), b) Detalle de un decantador lamelar

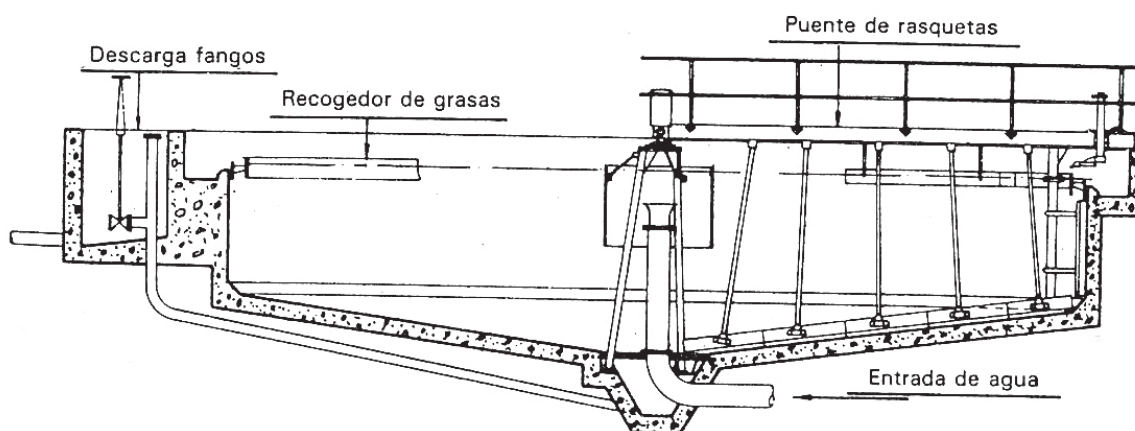


Figura 4.13. Esquema de un sedimentador primario dinámico de rasquetas

Tabla 4.11. Parámetros de diseño de sedimentadores primarios (CEDEX, 2013)

Parámetros	Valores recomendados
Carga superficial a Q_{medio} ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$)	< 1.3
Carga superficial a $Q_{\text{máximo}}$ ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$)	< 2.5
Tiempo de retención a Q_{medio} (horas)	2
Tiempo de retención a $Q_{\text{máximo}}$ (horas)	1
Carga en vertedero (m^3/m lineal vertedero . h)	< 40
Pendiente paredes (%)	45-65
Relación radio/altura	2.5-8.0
Calado en vertedero (m)	>2.5

Tabla 4.12. Producción de lodos (CEDEX, 2013)

Parámetros	Valores
Producción de lodos kg MS/habitante. año	9-13
Concentración %	2.0-4.0
Volumen L/habitante.Año	250-450

Los parámetros de diseño de este tratamiento primario se recogen en la Tabla 4.11, la producción de lodos en la Tabla 4.12 y sus rendimientos característicos en la Tabla 4.13.

A efectos de estas recomendaciones se pueden estimar como similares los parámetros de diseño y los rendimientos de los sedimentadores estáticos y los dinámicos, si bien los segundos tienen un margen de seguridad mayor en su cumplimiento.

Tabla 4.13 Rendimientos de los sedimentadores primarios (CEDEX, 2013)

Parámetro	Reducción (%)
DBO ₅	30-35
MES	60-65
DQO	25-30
Coliformes fecales	0-1

5. Descripción y caracterización de las líneas de tratamiento seleccionadas

5.1 Filtros percoladores

5.1.1 Descripción del proceso

Los filtros percoladores son procesos de biopelícula en condiciones aerobias. Este tratamiento consiste en pasar el agua residual desde la parte superior del filtro sin inundar, a través de un material de relleno sobre el que crecen los microorganismos que forman una biopelícula de espesor variable.

El crecimiento progresivo de la biopelícula provoca que, a partir de un cierto espesor, esta se desprenda arrastrada por el agua circulante. Para separar el agua filtrada del exceso de biopelícula es necesario un proceso de sedimentación posterior.

5.1.1.1 Tratamientos previos

Para evitar posibles atascamientos, que producirían zonas anaerobias dentro del filtro, el agua de entrada tiene que ser tratada previamente mediante un tratamiento primario (fosa séptica, tanque Imhoff o decantador primario). También el filtro puede ser precedido de un reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA), que se tratará en su capítulo correspondiente.

La fosa séptica, el tanque Imhoff y el RAFA tienen la ventaja de estabilizar los lodos decantados, ya que pueden tratar también los lodos biológicos procedentes del filtro percolador.

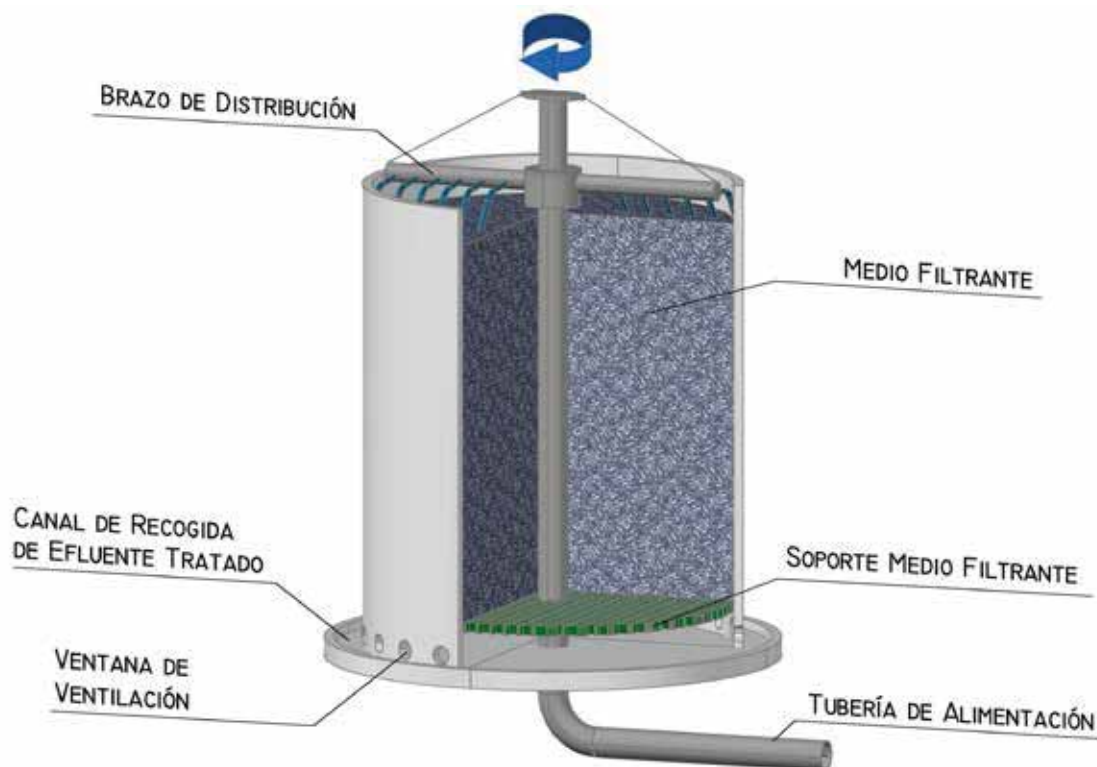


Figura 5.1.1. Filtro percolador con distribución móvil

En caso de optar por sedimentación primaria, que suele implantarse en plantas medianas y grandes, es necesario estabilizar los lodos decantados en un proceso posterior, conjuntamente con los procedentes del filtro percolador.

5.1.1.2 Reactor biológico

Material de relleno

El material de relleno juega un papel fundamental en la tecnología de filtros percoladores ya que es donde se desarrolla la biopelícula y, por tanto, los microorganismos que intervienen en los procesos de depuración.

El relleno debe permitir un buen contacto entre el agua a tratar y el aire circulante con la biopelícula fijada sobre el mismo y, al mismo tiempo, la evacuación de los lodos que se van desprendiendo del soporte para evitar la colmatación del filtro.

Las principales características de los materiales de relleno empleados en los filtros percoladores son:

- Superficie específica (m^2/m^3): mide el área expuesta del material de relleno por unidad de volumen. A mayor superficie específica, mayor capacidad para la fijación de la película bacteriana y, por tanto, mayor capacidad de tratamiento del filtro percolador. Esta superficie debe ser superior a $40 \text{ m}^2/\text{m}^3$ (WEF, 1992).

Índice de huecos (%): fracción vacía del relleno en relación con el volumen total del mismo. A mayor índice de huecos, menos riesgo de colmatación del material de relleno. Cuanto mayor es la carga orgánica aplicada al filtro percolador, mayores deben ser las dimensiones de los huecos o intersticios, dado que la biopelícula que

se forma bajo estas condiciones, presenta un mayor espesor. Este índice debe ser siempre superior al 50 % y el tamaño de los huecos o intersticios, nunca debe ser inferior a 1-1.5 cm.

- Uniformidad: la homogeneidad del relleno facilita la circulación del agua y del aire a través del relleno y atenúa su colmatación.
- Densidad (kg/m^3): cuanto menor sea permitirá mayores alturas del material de relleno y, por tanto, menos necesidades de espacio.
- Resistencia mecánica y durabilidad: el material de relleno debe soportar su transporte y colocación en el filtro percolador sin deteriorarse. Las capas inferiores del relleno, en el interior del filtro percolador, deben soportar todo el peso de la columna de soporte sin sufrir grandes deformaciones que podrían originar problemas de atascos.
- Inercia química: el material debe ser inerte frente a los componentes de las aguas residuales a tratar, para evitar su degradación.

El material de relleno ideal es el que presenta una elevada superficie específica, con un alto índice de huecos y con un costo reducido.

Existen normativas para la instalación y caracterización de los posibles materiales que pueden usarse como material de relleno en los filtros percoladores, como la DIM 19557 y la BS 1438:2004.

Los materiales que principalmente se utilizan como material de soporte en los filtros percoladores (Figura 5.1.2) son:

Piedras, con tamaño entre 50 y 100 mm y de diferente naturaleza (silíceas, puzolanas o escoria).





Figura 5.1.2. Relleno de piedras y de material plástico (piezas sueltas y módulos estructurados)

Es frecuente el empleo de grava silícea de 50 mm de tamaño. Antes de la colocación de este tipo de rellenos debe eliminarse toda la arena que los pueda acompañar.

Material plástico con diferentes configuraciones, piezas sueltas dispuestas en el reactor de forma aleatoria, o bien, módulos estructurados ordenadamente para formar el lecho. Son mucho más ligeros (con pesos específicos entre 10 y 30 veces menores que los materiales pétreos), lo que permite la construcción de filtros de mayor altura. Además, su índice de huecos es mayor, minimizando los riesgos del colmatación y favoreciendo la transferencia de oxígeno.

En la Tabla 5.1.1, y a modo de ejemplo, se pueden observar las características del medio soporte en función del material y disposición del mismo dentro del reactor. Todos los casos expuestos sirven para aplicaciones de eliminación de DBO_5 , nitrificación en etapa separada, o eliminación de DBO_5 y nitrificación en la misma etapa.

Alimentación y geometría

La alimentación al filtro puede realizarse por un sistema fijo, a través de tuberías perforadas o canalones con vertederos, o por un sistema móvil, constituido por una columna central giratoria de la que salen unos brazos con orificios o boquillas (Figura 5.1.3). Los sistemas móviles se utilizan en reactores cilíndricos, donde el giro puede lograrse por carga hidráulica sin necesidad de motores, mientras que los fijos se colocan en filtros rectangulares. Se recomienda, en general, utilizar sistemas móviles, que consiguen una mejor distribución del agua a tratar sobre el filtro y, por tanto, mejores rendimientos, si bien el costo de inversión de los equipos es superior al correspondiente a los sistemas de alimentación fija.

En el caso de alimentación fija (Figura 5.1.4) es conveniente que el sistema de distribución sea desmontable, para facilitar la limpieza del filtro en caso de atascamiento.

Tabla 5.1.1. Características del medio soporte para filtros percoladores (WEF 1992)

Tipo de soporte	Tamaño (mm)	Densidad (kg/m^3)	Superficie específica (m^2/m^3)	Índice huecos (%)
Piedra	50-100	1,440	40	60
Piezas de plástico	Variable	32-64	85-110	>95
Módulos de plástico	600x600x1.200	32-80	85-110	>95



Figura 5.1.3. Filtro percolador circular con distribución móvil

El sistema de distribución debe mantener una distancia al lecho filtrante de 15-25 cm para permitir que el agua se distribuya uniformemente, aunque esta distancia puede variar en función del sistema (fijo o móvil) y del tipo de elementos que distribuyen el agua (vertederos, orificios o aspersores). En función del tipo de distribución la altura desde el relleno puede elevarse unos 0.5 m.

Siempre que sea posible por diferencia de cota, es aconsejable realizar la alimentación por gravedad para ahorrar en bombas y consumo energético. En el caso de sistemas de distribución móvil, la cota debe ser suficiente, normalmente por encima de 0.5 m para vencer la pérdida de carga necesaria para realizar el giro de los brazos de distribución.

En el caso de operar por gravedad habrá que tener en cuenta si existe caudal diario suficiente para mantener el lecho húmedo durante todo el día, sino es así, habrá que incorporar un tanque de almacenamiento en cabecera, que además ayudará a realizar las operaciones de lavado del filtro manteniéndolo sin obstrucciones.

La intensidad de rociado depende del tipo de lecho y de las condiciones de trabajo, baja o media carga (ver punto 1.7). Los dos objetivos fundamentales de mantener una intensidad acorde al tipo de relleno se centran



Figura 5.1.4. Filtro percolador rectangular con distribución fija

en mantener húmeda toda la superficie del mismo y en conseguir la carga hidráulica suficiente para poder arrastrar la biopelícula sobrante que se va generando.

Recirculación

Para mantener los parámetros de diseño de carga orgánica e hidráulica, podría ser necesaria una recirculación del efluente. Además, en ocasiones el agua clarificada en el sedimentador secundario se recircula para conseguir un determinado grosor de la biopelícula, o para modificar temperaturas entre medio y agua, lo que repercute directamente en la eficiencia de la ventilación del sistema.

En función del objetivo al que se quiera llegar con esta recirculación y tipo de filtro, ésta puede ser de 1 a 3 veces el caudal medio de entrada al filtro.

Se precisa de recirculación cuando existen picos de carga y el valor de la DBO_5 está por encima de 200 mg/L. En caso de no recircular, los rendimientos esperados serán menores. Además, en caso de no alcanzar suficiente caudal, como por ejemplo en horario nocturno, para mantener el relleno mojado sería necesario realizar una recirculación. No son aconsejables dosificaciones de caudal con intervalos mayores a una hora, con temperaturas superiores a 20 °C.

Cuando se precise de recirculación, esta se realizará desde la salida del sedimentador secundario hasta la entrada del filtro.

Ventilación

Para que la ventilación se produzca, proporcionando el oxígeno suficiente para producir la metabolización de la materia orgánica, es necesario dejar un falso fondo con ventanas de ventilación en la parte inferior del reactor. La superficie total de estas ventanas será de al menos un 15 % de la superficie transversal del filtro.

Los orificios de ventilación suelen servir a la vez como salida del efluente, por lo que la superficie que ocupe el nivel de este deberá de tenerse en cuenta en el diseño, no siendo recomendable que el efluente ocupe más del 50 % de la superficie total de la ventana. Además, hay que dejar una pendiente para que salga el agua con una velocidad de al menos a 0.6 m/s, evitando así deposiciones en el canal perimetral de recogida.

Para que exista ventilación natural debe haber una diferencia de temperatura entre el agua y el aire de al menos 2-3 °C. Este requisito a veces se ve compensado por la acción del viento en la superficie del filtro y por el efecto Venturi, que crea el agua al pasar por los huecos del material de relleno, por lo que normalmente no hay problemas de ventilación.

5.1.1.3 Sedimentación secundaria

La separación de la biopelícula desprendida en el filtro percolador del efluente tratado se realizará a través de un sedimentador secundario.

Existen dos tipos de sedimentadores secundarios: los estáticos y los de rasquetas. Siempre que se pueda se optará por los

estáticos, para evitar equipos móviles y disminuir los consumos energéticos, aunque con caudales grandes la profundidad que se precisa para su construcción es un factor limitante.

5.1.2 Tipos de filtro

Los filtros percoladores se clasifican en función de uno de sus parámetros de diseño, la carga orgánica, expresada en kilos de DBO_5 a tratar en un día por metro cúbico de volumen del relleno. En función de la carga orgánica que se trate, los filtros pueden clasificarse en: de baja, media o alta carga. A continuación, se describen las características y parámetros de diseño más representativos de cada tipo de filtro.

5.1.2.1 Filtros percoladores de baja carga

Tratan cargas por debajo de 0.4 kg $\text{DBO}_5/\text{m}^3\text{.d}$. Suelen tener lecho de piedra de 1.5 a 2.5 m de altura y se alimentan en cortos intervalos de tiempo, a través de sifones que proporcionen la carga hidráulica necesaria.

No precisan de recirculación en condiciones normales de funcionamiento, es decir, sin puntas de cargas y con objetivos de rendimiento por debajo del 90 %. Generalmente, se mantiene una carga hidráulica constante, no por recirculación sino por medio de control de nivel o sifones dosificadores, que proporcionan caudales intermitentes cada 5 minutos, o cada 2 min en caso de caudales punta.

El rendimiento que se alcanza en DBO_5 es del orden del 85 %, estando los efluentes nitrificados con temperaturas por encima de los 20 °C.

5.1.2.2 Filtros percoladores de media carga

Tratan cargas entre 0.4-0.8 kg $\text{DBO}_5/\text{m}^3\text{.d}$, con cargas hidráulicas a caudal medio superiores

a las que se precisarían si se trabajara a baja carga. Pueden ser lechos de piedra como máximo de 3 m, de altura o de plástico de hasta 5 m, con alimentación en continuo. Para asegurar una buena distribución del efluente sobre el filtro, se suele recircular parte del agua clarificada en el sedimentador secundario, entre 0-1 veces el caudal medio de entrada.

Los efluentes están generalmente nitrificados con temperaturas por encima de 20°C.

5.1.2.3 Filtros percoladores de alta carga

Tratan cargas entre 0.8-1.6 kg DBO₅/m³.d. Este tipo de filtros consigue rendimientos menores que los anteriores en eliminación de materia orgánica y suelen operar como pretratamiento de otro proceso o requerir de una segunda etapa para llegar al 80 % de eliminación de DBO₅. Trabajan normalmente en continuo, con cargas hidráulicas elevadas, por lo que precisan de una recirculación de entre 1-2 veces el caudal medio de entrada para mantener estas condiciones. Este tipo de filtros suelen utilizar plástico como relleno al colmatarse menos que el relleno de piedra. Los rendimientos en DBO₅ no superan el 60 % y los efluentes están poco nitrificados.

5.1.3 Línea de tratamiento adoptada

5.1.3.1 Descripción de la línea

Para conseguir los rendimientos exigidos en la normativa vigente, y teniendo en cuenta la disponibilidad de materiales en la zona de actuación, se recomienda utilizar filtros percoladores de baja carga y relleno de piedra para las plantas de tratamiento más pequeñas, dejando los filtros de media carga y relleno de plástico para las plantas de mayor tamaño,

o para cuando se disponga de poca superficie para su implantación.

Los filtros percoladores pueden combinarse con diferentes tratamientos primarios en función del rango de población, el rendimiento exigido y el destino del fango. Además, para conseguir los límites de coliformes fecales de la normativa vigente, habrá que añadir un tratamiento de desinfección posterior, que puede ser mediante lagunas de maduración o por dosificación de hipoclorito de calcio o hipoclorito sódico.

La línea de agua se compone de: pretratamiento con rejillas de gruesos de 30 mm seguida de una de finos de 10 mm (ambas manuales), desarenado, tratamiento primario (tanque Imhoff o sedimentador), filtro percolador, sedimentador secundario y desinfección en su caso. En plantas grandes podría instalarse un desbaste de finos de 6 mm automático teniendo en cuenta los posibles efectos en el mantenimiento. En caso de tener que tratar aguas con contenido en grasas alto se dispondrá de un desengrasador considerando además la posible zona de vertido.

La línea de fangos estaría compuesta, en el caso de sedimentación primaria y secundaria, por un digestor operando a temperatura ambiente más unas eras de secado, o bien mediante humedales artificiales que permiten estabilizar y deshidratar el fango en la misma unidad de tratamiento. En el caso de sustituir la sedimentación primaria por un tanque Imhoff, dado que el fango sale estabilizado, iría directamente a las eras de secado. Los fangos purgados en la sedimentación secundaria se enviarían al tanque Imhoff para su estabilización vía anaerobia.

En el caso del tratamiento de desinfección, la selección entre laguna de maduración o cloración, dependerá de la superficie disponible y del grado necesario de

eliminación de coliformes fecales (ver capítulo de desinfección).

Se presenta la línea de tratamiento seleccionada la cual se desarrolla (Figura 5.1.5).

5.1.3.2 Parámetros de diseño

En la Tabla 5.1.2 se muestran los valores recomendados de los principales parámetros de diseño para filtros percoladores, para conseguir los rendimientos establecidos.

Los tamaños del medio soporte dependerán de lo anteriormente mencionado, siendo los más habituales entre 40-80 mm de diámetro en el caso de usar piedras, con 90 m²/m³ de superficie específica y con un índice de huecos del 50 % (ATV-DWWK-A -28IE). En el caso de soporte plástico, la superficie específica estará generalmente entre los 100-140 m²/m³ y el índice de huecos por encima del 90 %.

A la hora de calcular la carga hidráulica y el tiempo de retención a caudal máximo, se tendrá en cuenta el caudal de recirculación para todos los elementos de la línea que se vean afectados por este caudal.

5.1.3.3 Características de la línea

Rendimiento

En la Tabla 5.1.3 se dan los rendimientos que se pueden obtener con la línea propuesta en el apartado anterior con temperaturas del agua por encima de los 20 °C.

Influencia de las características del terreno

Aunque la tecnología precisa de pocos requerimientos de terreno en comparación a otros tratamientos, la selección del tipo de terreno es importante a la hora de poder

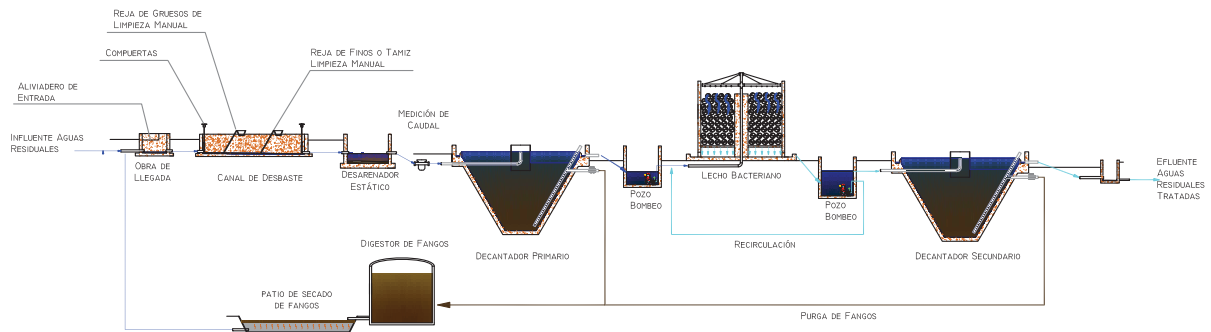


Figura 5.1.5. Ejemplo diagrama de flujo de un filtro percolador

Tabla 5.1.2. Parámetros de diseño de un filtro percolador

Parámetros filtro	Valores recomendados	
Tipo de relleno	Piedra baja carga	Plástico media carga
Altura de relleno (m)	2-3	3-5
Carga orgánica (kg BDO ₅ /m³.d)	0.1-0.4	0.4-0.8
Carga hidráulica Q _{med} (m³/m².h)	0.04-0.2	0.4-1.2
Carga hidráulica Q _{máx} (m³/m².h)	< 0.4	< 2.5
Recirculación (Q _r /Q)	0-1	1-2
Parámetros sedimentador	Valores recomendados	
Carga hidráulica (m/h)	< 1.0 a Q _{max}	< 1.0 a Q _{max}
TRH (h)	>2.5 a Q _{max}	>2.5 a Q _{max}
Profundidad (m)	>2.5	>2.5

hacer un manejo por gravedad y prescindir así de bombeos. Por tanto, se intentará seleccionar terrenos que proporcionen suficiente diferencia de cota para poder operar por gravedad.

Respecto a la calidad del terreno, se deben primar los que sean fáciles de excavar, con nivel freático profundo.

Influencia de la temperatura

Como ya se ha comentado anteriormente, la temperatura tiene una notable influencia en este tipo de tratamiento. A mayor temperatura del agua mejor serán los rendimientos, pudiendo tratar mayores cargas con un mismo volumen de relleno.

Con temperaturas del agua por encima de 20 °C durante todo el año, el rendimiento de los filtros percoladores de media carga puede llegar a los rendimientos establecidos en la Tabla 5.1.3.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga

Por tratarse de una tecnología basada en la biopelícula, los filtros percoladores tienen buena capacidad para soportar tóxicos y puntas de caudal y carga sin que se vea afectada la masa biológica, aunque en estas circunstancias los rendimientos sean peores.

En general, no existen problemas de arrastre de biopelícula con puntas de caudal de hasta tres veces el caudal medio. Sin embargo, al tener pocas variables de control sobre las que actuar frente al diseño inicial, operar cerca de los parámetros de diseño es fundamental para conseguir buenos rendimientos.

Tabla 5.1.3. Eliminación obtenida en los diferentes tratamientos de la línea propuesta

	T. primario	Filtro percolador	Eliminación global
DBO ₅ (%)	25-35	75-85	80-90
SS (%)	55-65	80-90	90-95
DQO (%)	25-30	70-80	80-85
CF (u. log)*	-	I	I

*Unidades logarítmicas eliminadas

Producción y características de los lodos

La producción y grado de estabilización del lodo va a depender de los tratamientos primarios utilizados. Los lodos purgados tras la sedimentación secundaria pueden tratarse, bien en los tratamientos primarios que cuenten con zona de estabilización de fangos, o en un tratamiento aparte, tipo digestor anaerobio a temperatura ambiente.

En general, para un filtro percolador de baja carga, se estima una producción de lodos biológicos de unos 0.75 kg de MS/kg de DBO₅ eliminado. Si el filtro tiene como tratamiento previo un sedimentador primario, hay que añadir el lodo que decanta en este tratamiento. En total, la suma de los dos tipos de lodo da una producción de 42-53 gr MS/hab.día, con una concentración del 2 al 4 %.

Si el filtro percolador estuviera precedido de un tanque Imhoff y los lodos biológicos se bombean a cabecera de dicho tratamiento, la producción total de lodos será de 18 -32 gr MS/hab.día, con una concentración del 4 al 6 %.

En caso de ser un filtro percolador de media carga la producción de lodos puede aumentar un 10 % a la estimada para uno de baja carga.

Complejidad de explotación y mantenimiento

Los problemas normales que suelen surgir en este tipo de tratamiento son las sobrecargas orgánicas e hidráulicas, que generan descomposición anaerobia dentro del filtro, atascamientos y zonas de encharcamiento, que se agravan además por una mala distribución del influente sobre el área del filtro o a una escasa ventilación.

Este hecho puede traer como consecuencia malos olores, reducción de los huecos dentro del filtro por exceso de crecimiento de la biopelícula e incluso proliferación de insectos. Este problema puede atajarse manteniendo bien ventilado el filtro, con un espesor de biopelícula adecuado y permitiendo, en un momento determinado, inundar el filtro unas 24 horas, o incluso añadiendo algo de hipoclorito sódico (entre 1-2 mg/L) durante 3 o 4 horas.

El nivel de equipos electromecánicos y la complejidad de explotación y mantenimiento dependen de que los filtros sean de distribución fija y por gravedad (en cuyo caso no se precisa de operadores con una cualificación elevada) o que se trate de filtros de distribución rotativa, que incorporan equipos mecanizados y de bombeo que requieren operadores más cualificados.

Impactos al medio ambiente

Los filtros percoladores pueden generar olores debido, principalmente, a fallos en la ventilación o a los propios tratamientos primarios. Existe también riesgo de aparición de insectos, en concreto moscas, que pueden tener menos incidencia en filtros operados a media carga.

En el caso de la utilización como tratamiento primario de tanques Imhoff, se pueden generar

impactos olfativos en las inmediaciones por escape de gases. Estos impactos pueden minimizarse, en el caso de disponer de cubierta, mediante el empleo de filtros de carbón o turba, dispuestos en las chimeneas de venteo de los tanques.

Los sedimentadores primarios pueden dar problemas de olores similares a los expuestos para los tanques Imhoff, pero minimizados al no disponer de cámaras de digestión de los fangos decantados.

Los impactos sonoros son nulos, o muy reducidos, por la escasa potencia de los equipos de bombeo/recirculación, cuando estos son necesarios.

En el caso de deficiencias constructivas, o por el deterioro de la instalación, se pueden dar filtraciones que pueden llegar a contaminar a las aguas subterráneas.

Estimación de superficie

Para la estimación de las necesidades de superficie de implantación de filtros percoladores, se ha procedido al dimensionamiento básico de un ejemplo basado en:

- Las premisas recogidas en el apartado 3.2.1.
- Los parámetros de diseño de la Tabla 5.1.3 adoptando en cada caso los valores medios.
- La línea de tratamiento establecida en el apartado anterior con las siguientes consideraciones: a) para poblaciones de 500-20,000 se adopta, desbaste manual, desarenado estático, medidor de caudal manual, tratamiento primario mediante tanque Imhoff hasta 5,000 habitantes y sedimentador primario para

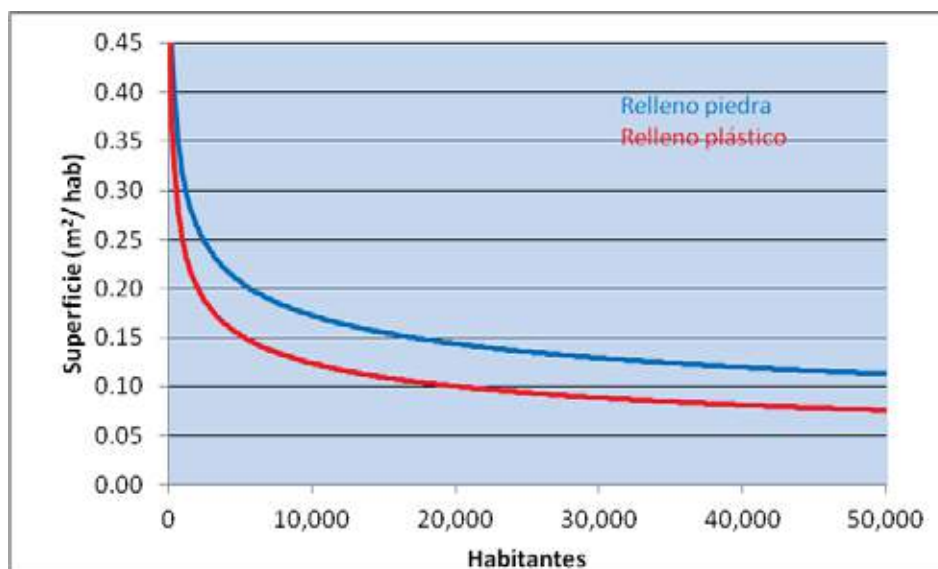


Figura 5.1.6. Requisitos de superficie para la implantación de filtros percoladores

- poblaciones mayores, filtro percoladores y sedimentador secundario; b) para poblaciones entre 20,000-50,000 se adopta, desbaste automático, desarenado-desegregador aireado, medidor de caudal automático, sedimentador primario, filtro percoladores y sedimentador secundario.
- El filtro percolador se realiza a efectos comparativos, con lecho de piedra a baja carga sin recirculación por debajo de 20,000 y con recirculación por encima de este número de habitantes y con lecho de plástico a media carga con recirculación para todo el rango de población.
 - No se ha tenido en cuenta la superficie relativa a los tratamientos de lodos y desinfección que se establece en sus capítulos correspondientes.

Con los datos obtenidos de este dimensionamiento se han confeccionado unas curvas (Figura 5.1.6) que representan la superficie necesaria para la implantación de filtros percoladores en función del tamaño de la población servida, según se emplee relleno de piedra o plástico, dentro del rango de

Tabla 5.1.4. Requisitos de superficie

Población	Superficie (m²/hab)	
	Piedra	Plástico
100	0.50	0.40
200	0.45	0.36
500	0.40	0.33
1,000	0.30	0.25
2,000	0.24	0.19
5,000	0.22	0.16
10,000	0.17	0.10
15,000	0.18	0.11
20,000	0.17	0.10
25,000	0.12	0.09
30,000	0.12	0.09
40,000	0.11	0.08
50,000	0.11	0.08

población recomendado para la aplicación de este tipo de tecnología de tratamiento.

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 5.1.4 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

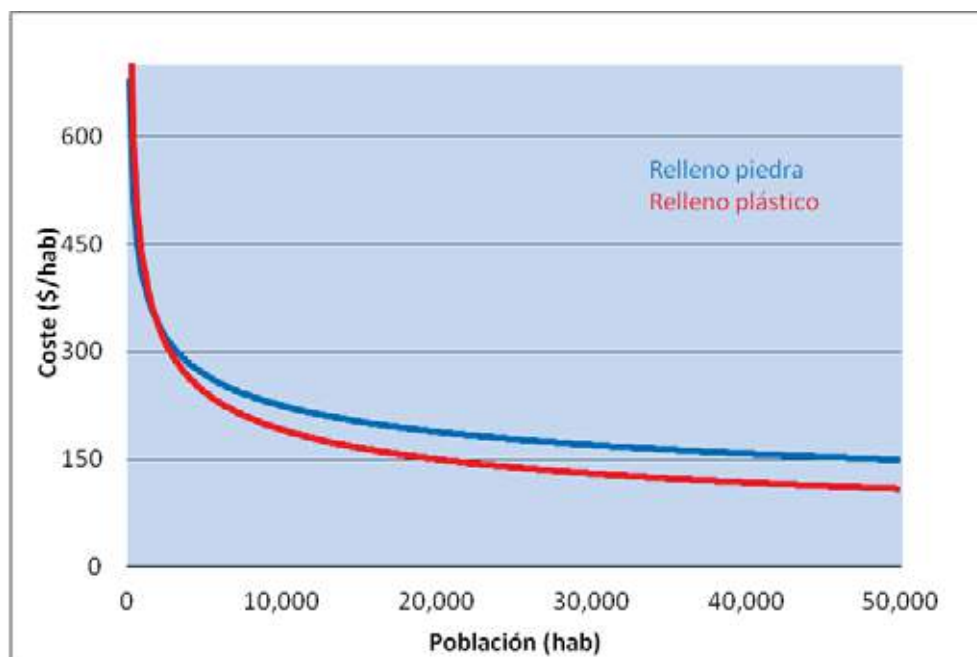


Figura 5.1.7. Costos para la implantación de filtros percoladores

Para los rangos inferiores de población servida (<2,000 habitantes), los requisitos de superficie cuando se recurre al empleo de rellenos plásticos son del orden de un 20 al 25 %, inferiores a cuando se opta por rellenos de piedra. Esta diferencia se eleva al 30 al 70 % por encima de los 2,000 habitantes.

Costos de implantación

Partiendo de los dimensionamientos básicos comentados en el apartado 2.3.1, se ha procedido a la determinación de los costos de implantación de la tecnología de filtros percoladores, para los distintos tamaños de población servidos. En el cálculo de estos costos se han asumido las premisas establecidas en el apartado 5.1.3.

Con los datos obtenidos se han confeccionado unas curvas (Figura 5.1.7) que representan los costos para la implantación de filtros percoladores en función del tamaño de la población servida y del tipo de relleno empleado, dentro del rango de población recomendado para la

Tabla 5.1.5. Costos de implantación

Población	Costo (USD \$/hab)	
	Piedra	Plástico
200	610	750
500	604	670
1,000	411	440
2,000	298	314
5,000	245	229
10,000	166	138
15,000	171	132
20,000	203	142
25,000	191	149
30,000	185	151
40,000	174	134
50,000	167	126

aplicación de este tipo de tecnología de tratamiento.

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 5.1.5 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

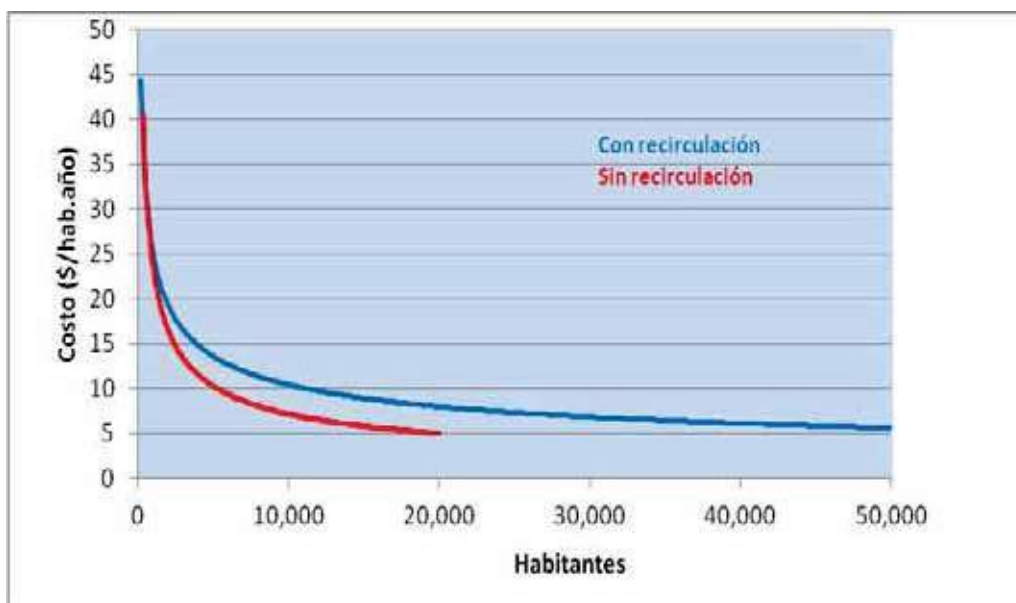


Figura 5.1.8. Costos de explotación y mantenimiento de los filtros percoladores

Tan solo por debajo de los 2,000 habitantes los costos de implantación con relleno de piedra son inferiores a los de relleno de plástico. Por encima de los 5,000 habitantes el relleno de plástico es más barato, del orden del 20 al 40 %.

Este abaratamiento general en los costos de implantación de los filtros con relleno de plástico respecto a los de piedra es debido a que con los primeros se precisa menos volumen al tratar mayor carga orgánica por m³ de relleno, y menos superficie al poder diseñar filtros con más altura. Estas características del lecho plástico se traducen en un menor número de filtros para tratar una misma agua que con lecho de piedra y, por tanto, se precisa menos obra civil lo que compensa el mayor costo del relleno plástico frente al de piedra.

Costos de explotación y mantenimiento

Partiendo de los dimensionamientos básicos comentados en el apartado 2.3.1, se ha procedido a la determinación de los costos anuales de explotación y mantenimiento de la tecnología de filtros percoladores para los

Tabla 5.1.6. Costos de explotación y mantenimiento

Población	Costo (USD \$/hab.año)	
	Con recirculación	Sin recirculación
200	73	
500	43.8	39.0
1,000	25.1	21.6
2,000	15.9	13.2
5,000	9.7	8.1
10,000	7.6	6.4
15,000	6.3	5.3
20,000	6.1	4.9
25,000	7.0	-
30,000	7.1	-
40,000	6.7	-
50,000	6.6	-

distintos tamaños de población servidos. En el cálculo de estos costos se han asumido las premisas recogidas en el apartado 5.1.3 de este documento.

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 5.1.6 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

Tabla 5.1.7. Desglose de las partidas que integran los costos de explotación y mantenimiento de los Filtros Percoladores con recirculación

Población	Personal (USD \$/año)	Energía eléctrica (USD \$/año)	Mantenimiento obra civil y equipos electromecánicos (USD \$/año)	Transporte y evacuación de lodos (USD \$/año)	Control analítico (USD \$/año)	Total (USD \$/año)
500	8,309	7,337	3,562	448	2,232	21,888
1,000	8,309	9,417	4,208	937	2,232	25,103
2,000	9,418	12,483	5,851	1,875	2,232	31,859
5,000	13,018	16,444	9,524	4,647	4,464	48,097
10,000	20,218	26,718	12,280	12,636	4,464	76,316
15,000	20,210	34,383	16,136	18,953	4,464	94,146
20,000	20,851	45,333	25,399	25,312	4,464	121,359
25,000	20,851	63,291	52,546	31,630	6,624	174,942
30,000	20,851	81,687	65,888	37,948	6,624	212,998
40,000	20,851	116,070	75,399	50,583	6,624	269,527
50,000	20,851	145,854	86,817	63,219	13,248	329,989

Como puede verse, por debajo de los 20,000 habitantes, el recircular supone un incremento de los costos de explotación que va del 12 % para las plantas más pequeñas (500 habitantes), al 20 % para las mayores.

La Tabla 5.1.7 recoge desglosadas las distintas partidas que componen los costos de explotación y mantenimiento de la tecnología de Filtros Percoladores con recirculación, para los diferentes tamaños de población tratados.

5.2 Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA)

5.2.1. Descripción del proceso

Los reactores anaerobios de flujo ascendente (RAFA), también conocidos como UASB (del inglés: Upflow Anaerobic Sludge Blanket), constituyen una tecnología de tratamiento en la que el agua pasa a través de un manto de lodos a baja velocidad ascensional. Se

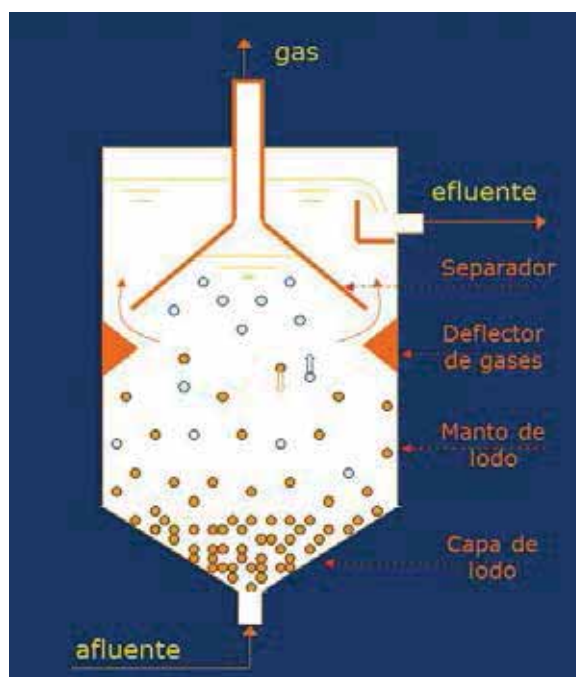


Figura 5.2.1. Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA)

caracterizan por realizar en una sola unidad las operaciones de decantación primaria, reactor biológico y digestión anaerobia del lodo.

5.2.1.1 Tratamientos previos

El influente del RAFA tiene que tener una concentración mínima de DBO_5 de 200 mg/l, una concentración máxima de 500 mg/l en SS, un pH menor a 9 y estar desprovisto, en lo posible, de fibras y arenas.

Para asegurar una operación óptima del RAFA se debe incluir un desbaste riguroso de finos, con un paso máximo de 10 mm, precedido de un desbaste de gruesos. En plantas grandes, donde existe capacidad económica y de mantenimiento, podría instalarse un desbaste de finos de 6 mm mediante reja automática o tamiz. Asimismo, se debe incluir un sistema de desarenado.

Aguas residuales con contenido en grasas por debajo de 100 mg/L no precisan de un tratamiento de desengrasado.

5.2.1.2 Reactor biológico

El manto de lodos está constituido por biogránulos o flóculos. Las condiciones que permiten la formación de estos gránulos de microorganismos son fundamentales en este tipo de proceso, tanto en su tamaño como en la concentración de los mismos.

El agua es distribuida uniformemente por la parte baja del reactor, dando así un flujo ascendente. Existen diferentes sistemas de distribución en función del tipo de reactor. En general, estos sistemas se componen de una serie de tubos que bajan desde arriba hasta el fondo del reactor, dejando una distancia entre la boquilla de salida de los tubos y el fondo. Normalmente, se dispone una salida por cada 4 m² de área del fondo (Van Haandel-Lettinga, 1994).

El diseño del reactor tiene que conseguir mantener una zona de estabilización del lodo -zona baja del reactor- y otra de tratamiento

del agua residual, denominada *manto de lodos* -zona intermedia del reactor- (ver Figura 5.2.1). Los gases que se producen en condiciones anaerobias ayudan a mantener una agitación de este manto de lodos, pero el parámetro clave para este cometido es la velocidad ascensional.

Hay que establecer un tiempo de residencia suficiente para garantizar el tratamiento del agua. Este tiempo está influenciado por la temperatura y las variaciones hidráulicas, por lo que la velocidad ascensional deberá ajustarse a estas condiciones.

Generalmente, el reactor dispone en la zona superior de un separador gas-sólido-líquido (separador trifásico), elemento fundamental para el buen funcionamiento de esta tecnología. Este separador tiene por objetivos: a) mantener el fango dentro del reactor; b) realizar la decantación de los sólidos sedimentables, llevándolos al compartimiento de digestión situado en la zona inferior del reactor; y c) extraer los gases a través de una campana, con la ayuda de un deflector situado debajo del separador (tal y como muestra la Figura 5.2.1).

Con estas condiciones, en la parte inferior se forma una capa de lodo con concentraciones del 4 al 10 %, con gránulos de diámetro comprendido entre 1-5 mm. Por encima de esta capa se forma el manto de lodo, menos denso, con concentraciones del 1.5 al 3 %, que presenta velocidades de sedimentación más bajas. El tiempo de retención de sólidos suele estar entre 30 y 60 días, por lo que cuando el lodo que se vaya retirando del sistema puede considerarse estabilizado.

En comparación con otros sistemas anaerobios, los RAFA precisan menos tiempo de retención que las lagunas anaerobias (3-5 días), o los decantadores-digestores (12-24 horas), por tanto, ocupan menos espacio.



Figura 5.2.2. Reactores anaerobios de flujo ascendente

Además, tienen mayores rendimientos que una fosa séptica con menor tiempo de retención y en comparación con los filtros anaerobios presentan la ventaja de no tener relleno y, por tanto, no presentar problemas de colmatación.

En comparación con los tratamientos aerobios, los anaerobios permiten mayores cargas orgánicas, no precisan aporte de aireación y producen biogás, lo que se traduce en ahorro de espacio y energía. Además, la producción de lodos es bastante menor. Como principal desventaja, los RAFA son más complicados de operar que los sistemas anaerobios anteriormente mencionados.

PTAR La Vega (Tegucigalpa, Honduras)

Para la puesta en marcha de este tipo de reactores es conveniente alimentar inicialmente el sistema con lodos anaeróbicos maduros, procedentes de otros RAFA, o de tanques sépticos. Esta práctica reduce el tiempo de la puesta en marcha.

PTAR La Vega (Tegucigalpa, Honduras)

La purga de lodos se hace de forma periódica a través de unos tubos que se colocan en el fondo del reactor. Para poder chequear el nivel del manto de lodos es conveniente tener distintas tomas a diferentes alturas (Figura 5.2.4).



Figura 5.2.3. Sistema de distribución de la alimentación

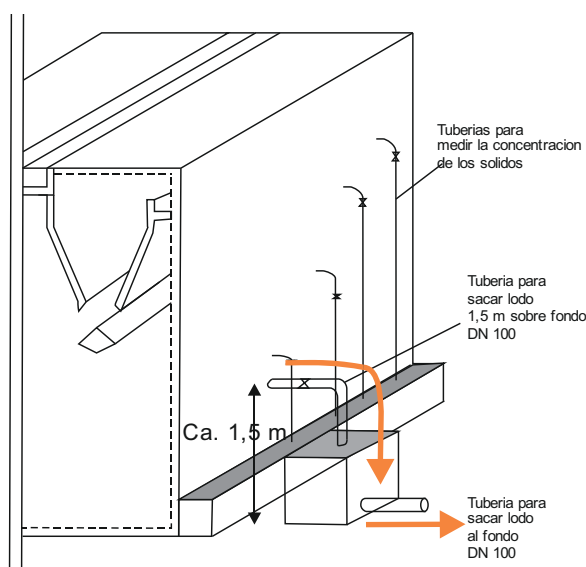


Figura 5.2.4. Sistema de purga de lodos y de medición del nivel del manto en un reactor RAFA (Fuente: W.Wagner)

La producción de gas está directamente relacionada con la cantidad de DQO eliminada. Esta relación está influenciada por la temperatura y la presión atmosférica, por lo que variará en función de la altitud donde se encuentre la planta.

5.2.1.3 Postratamientos

Este tipo de tratamientos no consiguen los rendimientos suficientes para asegurar los objetivos de calidad de la normativa de vertidos, por lo que es necesario incluir un tratamiento posterior.



Figura 5.2.5. RAFA seguido de Filtros Percoladores PTAR Ciudad Futura (El Salvador)

La ventaja más significativa de esta combinación de tratamientos, además del aumento de rendimiento en eliminación de materia orgánica, es la posibilidad de estabilizar en el RAFA los lodos generados en el proceso biológico posterior. El RAFA al conseguir rendimientos mayores que un sedimentador primario, o un tanque Imhoff, supone un ahorro energético y de espacio en el diseño y explotación de los postratamientos.

Con los parámetros de diseño recogidos en el apartado 5.2.3, este tratamiento puede alcanzar rendimientos de eliminación de DQO entre el 50 y el 70 % y de la DBO_5 de hasta el 75 %, a temperaturas por encima de 25 °C y 10 horas de TRH. Estos reactores, cuando tratan aguas urbanas de concentraciones medias, llegan a los rendimientos establecidos en la Tabla 5.2.3, con una escasa eliminación de patógenos (máximo 1 u.log de eliminación de coliformes fecales).

Para conseguir la calidad requerida por la normativa salvadoreña de vertidos para aguas residuales urbanas, el efluente de un RAFA necesita de un tratamiento posterior, que puede realizarse mediante:

- Filtros Percoladores
- Lagunas de Estabilización

- Humedales Artificiales
- Lodos activos
- FAFA

La línea más usual, y de la que se dispone de mayor experiencia en El Salvador, es la de RAFA + Filtros Percoladores, siendo la seleccionada en estas recomendaciones como la de mayor interés (Figura 5.2.5).

La línea RAFA + Laguna Facultativa + Laguna de Maduración, se tratará en el apartado de Lagunaje, como variante a las lagunas anaerobias, cuando se quiere reducir la superficie ocupada por esta línea de tratamiento.

No se van a tratar en estas recomendaciones, a pesar de que podrían ser interesantes en casos específicos, las líneas RAFA + Lodos Activos, RAFA + Humedales Artificiales y RAFA+FAFA, por lo aducido en el capítulo 3.

5.2.2. Tipos de RAFA

Los RAFA se pueden clasificar en función de su geometría, tipo de manto de lodos (disperso, floculento y granular) y las condiciones de flujo y mezcla de la biomasa. Además, dentro de cada tipo puede haber diferencias significativas en los sistemas de distribución del agua, recolección del gas o en la zona de decantación.

La forma de los reactores puede ser circular o rectangular, con áreas superficiales uniformes a lo largo de toda la altura del reactor, o variables. Para poblaciones mayores, donde es necesario tener varios reactores, son más efectivos los rectangulares.

En función del tamaño de los flóculos y de la forma en la que estén estos distribuidos dentro del reactor, se puede clasificar el

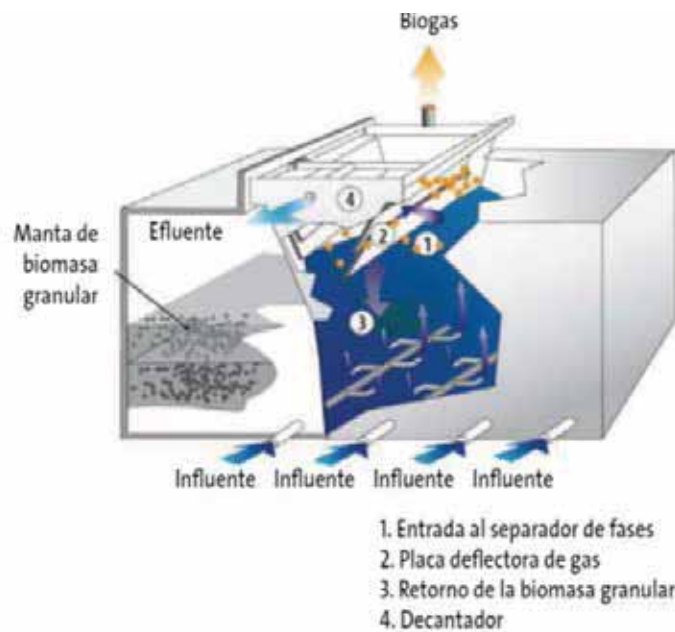


Figura 5.2.6. Reactor RAFA (Fuente:Veoliawaters-Biothane)

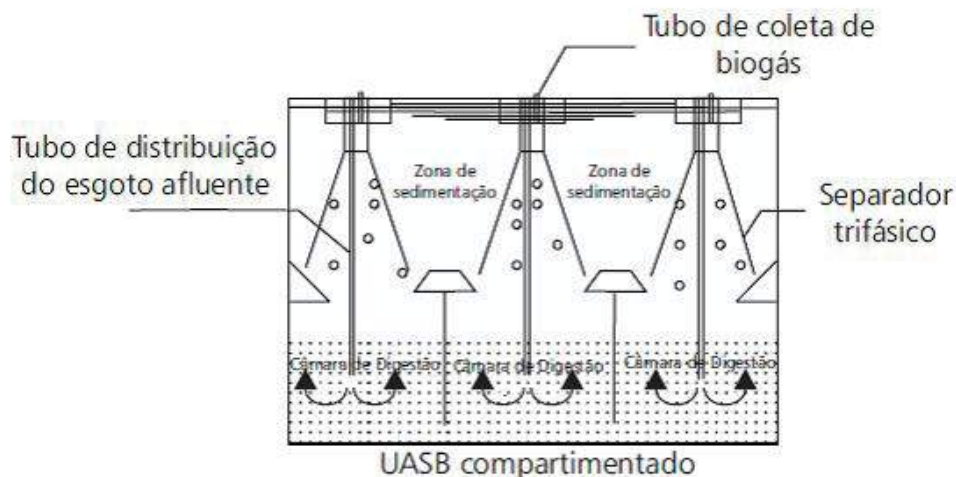


Figura 5.2.7. Tipo de RAFA más común en el tratamiento de aguas urbanas (Fuente: Prosab, 1999)

sistema en: *disperso* (no hay una separación clara del manto y la capa de lodos y los flóculos son pequeños), *floculento* (se distinguen los flóculos, pero no existe una diferencia entre manto y capa de lodos) y *granular* (los flóculos son de gran tamaño y se forman con claridad un manto y una capa de lodos).

Hay que tener en cuenta que las condiciones anaerobias desarrollan ambientes corrosivos, por lo que los materiales para este tipo de reactores tienen que ser de alta calidad.

5.2.3. Línea de tratamiento adoptada

5.2.3.1 Descripción de la línea

La línea de tratamiento propuesta es la compuesta por un RAFA en cabecera, seguido de un Filtro Percolador. Esta línea consigue eliminar el 90 % de la materia orgánica y 1-2 u. Log de coliformes fecales.

La línea de agua se compone de un pretratamiento (con desbaste manual

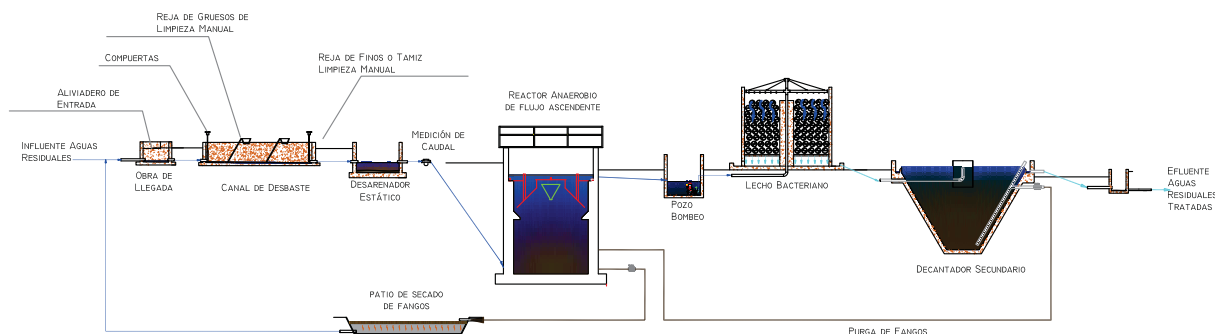


Figura 5.2.8. Diagrama de flujo de un RAFA + Filtro Percolador

mediante rejas de 20 mm, seguidas de rejas de finos de 10 mm y desarenado mediante canales estáticos), seguido de un RAFA, filtro percolador y sedimentador secundario. En plantas grandes podría instarse un desbaste de finos de 6 mm mediante reja automática o tamiz.

El desbaste de finos tiene especial importancia en este tipo de tratamiento, ya que hay que evitar la entrada de fibras al reactor, que forman una costra densa de espumas, impidiendo la salida del gas formado en el proceso.

Por otro lado, los RAFA pueden tener escapes de flotantes debido a puntas hidráulicas y a un incorrecto manejo de las purgas. Además, tienden a generar espumas, por lo que se recomienda una cámara de retención entre el RAFA y el filtro percolador, evitando así una rápida colmatación del filtro.

La línea de lodos estaría compuesta por un bombeo de la purga del sedimentador secundario al RAFA y de aquí a unas eras de secado.

En el caso de la etapa de desinfección, la selección entre laguna de maduración

Tabla 5.2.1. TRH a Q_{med} y $Q_{máx}$ en función de la temperatura (Lettinga, 1991)

Temperatura del agua °C	TRH Q_{med} (h)	TRH $Q_{máx}$ (h)
15-20	10-14	7-9
20-25	6-9	4-6
>25	6	4

Tabla 5.2.2. Parámetros de diseño de un RAFA en función del caudal (PROSAB, 1999)

	Q_{med}	$Q_{máx}$	Q_{pico}^*
Carga hidráulica (m^3/m^2 d)	<4	<6	< 7
Tiempo de retención hidráulica (TRH)**	6-9	4-6	3.5 -4
Carga orgánica (kg DBO ₅ /m ³ .d)	2.5	3	3.5
Velocidad ascensional (m/h)	0.5-0.7	0.9-1.1	< 1.5
Velocidad hacia el decantador (m/h)	2-2.3	< 4.2	5.5-6
Carga superficial decantador (m/h)	0.6- 0.8	< 1.2	< 1.6
TRH en el decantador (h)	1.5-2	>1	> 0.6
Profundidad total (m)	3.5-4.5	3.5-4.5	3.5-4.5

*duración de los picos de caudal entre 2 y 4 h

** Para temperaturas entre 20 y 26°C

y cloración dependerá de la superficie disponible y del grado de eliminación exigible de coliformes fecales.

En la figura 2.2.8 se muestra un ejemplo de línea de tratamiento, donde se incluyen los procesos indicados anteriormente.

5.2.3.2 Parámetros de diseño

En la Tabla 5.2.1 se muestra como los tiempos de retención en los RAFA pueden reducirse a medida que la temperatura del agua es mayor. Para el diseño del sistema siempre se tomará la temperatura media del agua a tratar en el mes más frío. En caso de tener aguas por debajo de 15 °C no se recomienda el uso de esta tecnología.

En general, se puede estimar un volumen de reactor de 0.03-0.05 m³/habitante, en función del tipo de reactor. El volumen del RAFA no varía al bombear los lodos en exceso del filtro percolador, ya que el volumen de éstos, en proporción, es pequeño.

La Tabla 5.2.2, recopila los principales parámetros de diseño para un RAFA que opere con temperaturas medias del influente entre 20-25 °C.

Para el diseño del filtro percolador se adoptarán los valores establecidos en la Tabla 5.2.3 del apartado sobre filtros percoladores.

5.2.3.3 Características de la línea

Rendimientos

Con los parámetros definidos en la Tabla 5.2.2, la línea de tratamiento compuesta por RAFA y un filtro percolador de baja carga (operando a temperaturas del agua entre los 20 y 25°C), alcanza los rendimientos definidos en la Tabla 5.2.3.

Tabla 5.2.3. Rendimientos en una línea RAFA+ Filtro Percolador baja carga

	RAFA	Filtro Percolador	Rendimientos medios
DBO ₅ (%)	55-65	80-90	85-95
SS (%)	50-60	85	85-95
DQO (%)	50-65	60-70	80-85
Coliformes fecales (u. Log)	0-1	0-1	1-2

Influencia de las características del terreno

Aunque esta combinación de tecnologías precisa de pocos requerimientos de terreno en comparación a otros tratamientos, la selección del tipo de terreno es importante a la hora de poder prescindir de los bombeos. Por tanto, se intentará seleccionar terrenos que proporcionen suficiente diferencia de cota para poder operar por gravedad.

Hay que tener en cuenta que los lodos del filtro percolador están sin estabilizar, lo que requiere bombearlos al RAFA, o llevarlos por gravedad a un digestor a temperatura ambiente. Una u otra opción puede depender del desnivel con que se cuente del terreno.

Respecto a las características del terreno, se deben primar terrenos fáciles de excavar y con nivel freático bajo.

Limitaciones de carácter climático

La temperatura influye a ambos procesos (RAFA y Filtro Percolador) en lo que respecta al rendimiento. En el caso del RAFA no es aconsejable su aplicación en zonas con temperaturas medias del mes más frío por debajo de los 15°C.

Respecto al filtro percolador, la temperatura también influye en el rendimiento de la

biopelícula, siendo mayor a medida que la temperatura aumenta. Es aconsejable aumentar del mismo modo la carga hidráulica para evitar excesos en el crecimiento de esta biopelícula y, por tanto, posibles atascos del lecho.

Al estar influenciado por la temperatura, es conveniente enterrar los RAFA e incluso evitar la entrada de agua de lluvia. Otros parámetros fundamentales son el TRH y la velocidad ascensional, tal y como se ha dicho en la descripción de la tecnología. El TRH podrá ser menor en la medida en que se incremente la actividad biológica del sistema, es decir, con más temperatura y con velocidades ascensionales adecuadas en la zona de mezcla y decantación, para evitar así escapes de la biomasa.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga

El RAFA no admite velocidades ascensionales por encima de 1.5 m/h durante más de 4 horas seguidas, ya que estas velocidades desestabilizan el manto de lodos (Lettinga, 1991). Por tanto, esta tecnología tiene una limitación en cuanto a puntas hidráulicas, lo que habrá que tenerlo previsto en el diseño de la PTAR donde se implante.

En saneamientos no separativos hay que realizar una buena gestión de los caudales de lluvia que puedan llegar a la planta, a través de vertederos móviles o/ y tanques de laminación, para evitar las mencionadas puntas. Por tanto, es más fácil el manejo de esta tecnología a nivel hidráulico en redes separativas que en unitarias. Otra opción es dejar suficiente número de reactores para adaptar el caudal en época de lluvia.

Los filtros percoladores tienen buena capacidad para aguantar puntas de caudal y carga, pero cuando se implantan detrás de

los RAFA se pueden ver afectados por estas circunstancias, dando peores rendimientos y pudiendo ocasionarse el atascamiento del filtro percolador por escapes excesivos de lodos procedentes del RAFA.

Producción y características de los lodos

La producción de lodo en un RAFA es entre 5 y 10 veces menor que en un sistema aerobio, incluyendo el lodo primario en su caso. Como dato orientativo, se producen unos 0.1-0.2 kg de MS/kg de DQO aplicado, con una concentración de entre 3.5-5.5 %.

En el caso de que los lodos biológicos se bombeen a la cabecera del RAFA, los lodos producidos en total son de 18-32 gr MS/h. día, con una concentración entre el 4 y el 6 %.

Habitualmente el tiempo de retención del lodo en el RAFA es mayor de 30 días siendo muy habitual 60 días, por lo que el lodo en exceso puede considerarse estabilizado.

Complejidad de explotación y mantenimiento

En general, es más complejo operar el RAFA que el filtro percolador, por lo que el operario tendrá que realizar un mayor control del primer sistema, siendo necesario: la medición de cargas y caudales, la eliminación de la capa de nata de la superficie, el control de la producción de gas y asegurar que siempre se saca una cantidad de lodo menor al 25 % del total de la masa de sólidos volátiles del reactor, entre otras medidas.

El nivel de equipos electromecánicos es reducido, contando solamente con las bombas de elevación, de distribución o de recirculación (en caso de tenerlas), y con caudalímetros. Es prácticamente nulo si se trabaja por gravedad y se mide el caudal por

otro tipo de sistemas basados en alturas sobre vertedero.

Las operaciones de explotación y mantenimiento requieren de un operario especializado en RAFA.

Dada esta complejidad de explotación esta línea de tratamiento se establece por encima de 500 habitantes.

Impactos ambientales (olores)

Los RAFA suelen presentar olores debido al escape de gases, mientras que los filtros percoladores pueden generar malos olores debido, principalmente, a fallos en la ventilación o a sobrecargas. Existe también el riesgo de aparición de insectos, en concreto moscas y mosquitos, por lo que en algunas zonas se cubren los filtros con una malla.

Estimación de superficie

Para la estimación de las necesidades de superficie de implantación de la combinación RAFA + Filtros Percoladores, se ha procedido al dimensionamiento básico de un ejemplo basado en:

- Las premisas recogidas en el apartado 3.2.1.
- Los parámetros de diseño de la Tabla 5.2.3 adoptando en cada caso los valores medios.
- La línea de tratamiento establecida en el apartado anterior con las siguientes consideraciones: a) para poblaciones de 500-20,000 se adopta desbaste manual, desarenado estático, medidor de caudal manual, tratamiento primario mediante RAFA, filtro percolador y sedimentador secundario; b) para poblaciones entre 20,000-50,000 se adopta desbaste

automático, desarenado-desengrasador aireado, medidor de caudal automático, RAFA, filtro percolador y sedimentador secundario.

- El filtro percolador se realiza a efectos comparativos con lecho de piedra a baja carga sin recirculación por debajo de 20,000 y a media carga con recirculación por encima de este número de habitantes; y con lecho de plástico a media carga con recirculación para todo el rango de población.
- No se ha tenido en cuenta la superficie relativa a los tratamientos de lodos y desinfección que se establece en sus capítulos correspondientes.

Con los datos obtenidos de este dimensionamiento se han confeccionado unas curvas (Figura 5.2.9) que representan la superficie necesaria para la implantación de la combinación RAFA + Filtro Percolador en función del tamaño de la población servida. Todo esto según se emplee relleno de piedra o plástico, dentro del rango de población recomendado para la aplicación de este tipo de tecnología de tratamiento.

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 5.2.4 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

Cuando se recurre al empleo de materiales plásticos como material de relleno de los filtros percoladores, los requisitos de superficie para su implantación son del orden del 5 al 15 % menores que cuando se emplean materiales pétreos.

Con relación a los filtros percoladores que operan empleando como tratamiento primario tanques Imhoff o sedimentadores primarios, los requisitos de superficie para la combinación RAFA + Filtro Percolador

son del orden del 10 al 50 % inferiores en el caso de recurrir a rellenos de piedra. Cuando se emplean materiales plásticos por debajo de los 5,000 habitantes, estos porcentajes se sitúan en el 15 al 20 %, pero por encima de esta población se invierte la tendencia, presentando para la combinación RAFA + Filtro Percolador

unos requisitos del 5 al 15 % superiores a los Filtros Percoladores.

La tabla 5.2.5 muestra lo que supone (en porcentaje) la superficie ocupada por el RAFA en comparación con la superficie total necesaria para la instalación de la línea RAFA+Filtro Percolador.

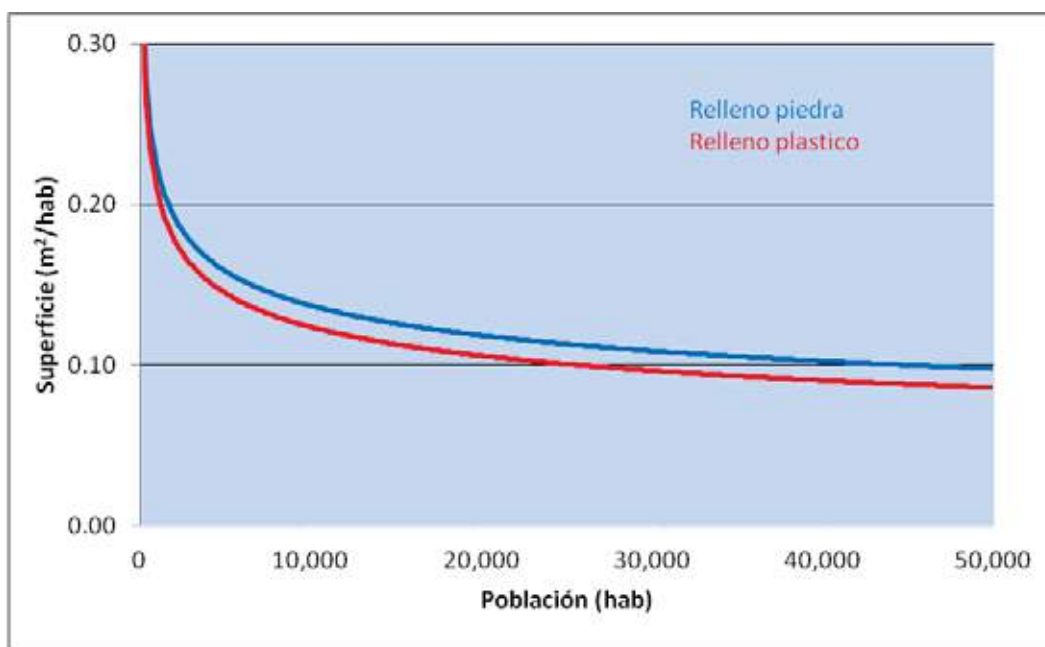


Figura 5.2.9. Requisitos de superficie para la implantación de RAFA + Filtro Percolador

Tabla 5.2.4. Requisitos de superficie

Población	Superficie (m²/hab)	
	Piedra	Plástico
500	0.30	0.29
1,000	0.22	0.21
2,000	0.17	0.16
5,000	0.14	0.13
10,000	0.12	0.11
15,000	0.13	0.12
20,000	0.12	0.11
25,000	0.11	0.10
30,000	0.11	0.10
40,000	0.11	0.08
50,000	0.10	0.09

Tabla 5.2.5. Porcentaje de superficie ocupada por el RAFA

Población	Porcentaje (%)	
	Piedra	Plástico
1,000	21	22
2,000	21	23
5,000	21	22
10,000	20	23
15,000	22	25
20,000	23	26
25,000	23	26
30,000	25	27
40,000	24	28
50,000	26	29

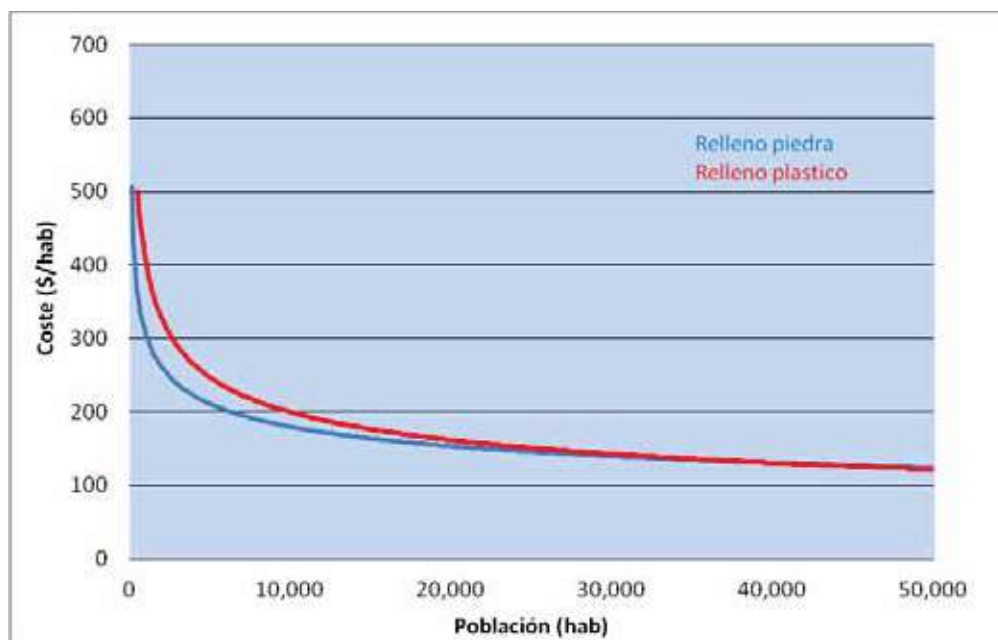


Figura 5.2.10. Costos para la implantación de RAFA + Filtro Percolador

Costos de implantación

Partiendo de los dimensionamientos básicos comentados en el apartado 3.2, se ha procedido a la determinación de los costos de implantación de la combinación RAFA + Filtro Percolador, para los distintos tamaños de población servidos. En el cálculo de estos costos se han asumido las premisas establecidas en los apartados 3.3.1 y 3.3.4. Igualmente, se ha incluido una partida para la adquisición del material de laboratorio necesario (bomba de vacío, estufa y balanza de precisión) para el control rutinario de las concentraciones de biomasa en el interior del RAFA.

Con los datos obtenidos se han confeccionado unas curvas (Figura 5.2.10) que representan los costos para la implantación de la combinación RAFA + Filtro Percolador. Todo esto en función del tamaño de la población servida y del tipo de relleno empleado, dentro del rango de población recomendado para la aplicación de este tipo de tecnología de tratamiento.

Para una mejor comprensión de la figura,

Tabla 5.2.6. Costos de implantación

Población	Costo (USD \$/hab)	
	Piedra	Plástico
500	520	660
1,000	333	427
2,000	228	294
5,000	166	212
10,000	135	159
15,000	134	154
20,000	126	144
25,000	172	169
30,000	167	163
40,000	161	147
50,000	147	141

la Tabla 5.2.6 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

Por debajo de los 20,000 habitantes los costos de implantación con relleno plástico son superiores a los que disponen de relleno de piedra (alrededor de un 15 al 30 %), igualándose para los 25,000, y quedando por debajo a partir de esta población.

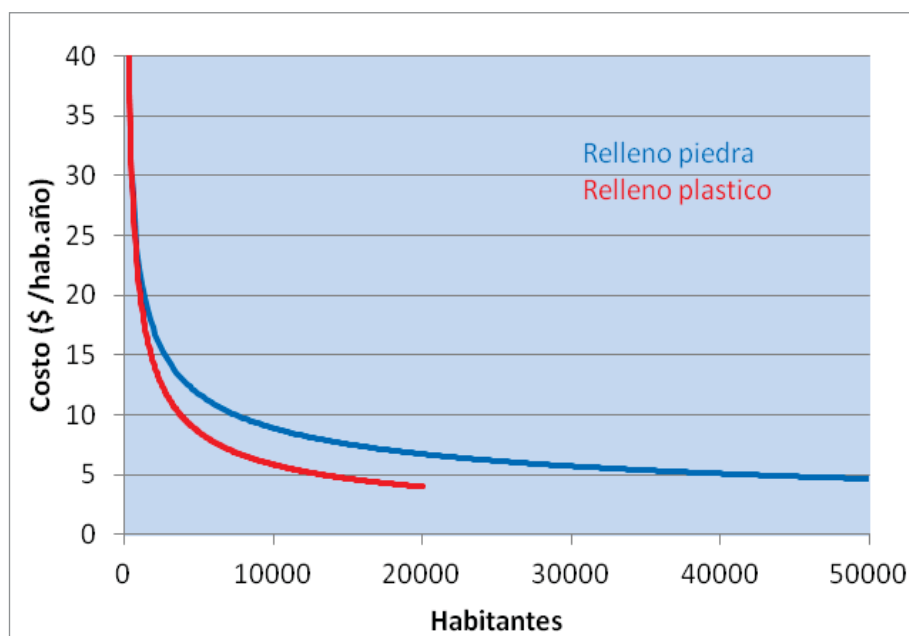


Figura 5.2.11. Costos de explotación y mantenimiento de RAFA + Filtro Percolador

Con relación a los filtros percoladores que operan empleando como tratamiento primario tanques Imhoff o sedimentadores primarios, los costos de implantación para la combinación RAFA + Filtro Percolador (en el caso de usar relleno de piedra), son ligeramente inferiores por debajo de 20,000 habitantes, y del orden del 5 al 20 % superiores por encima de esta población. Cuando se recurre al rellenos de naturaleza plástica, a partir de los 10,000 habitantes los costos de implantación de la combinación RAFA + Filtro Percolador son del orden del 10 al 15 % inferiores.

Costos de explotación y mantenimiento

Partiendo de los dimensionamientos básicos comentados en el apartado 5.2.3.2, se ha procedido a la determinación de los costos anuales de explotación y mantenimiento de la tecnología de filtros percoladores para los distintos tamaños de población servidos. En el cálculo de estos costos se han asumido las premisas recogidas en el capítulo 3.2.3 de este documento.

Tabla 5.2.7. Costos de explotación y mantenimiento

Población	Costos (USD \$/hab.año)	
	Con recirculación	Sin recirculación
1,000	23.6	20.1
2,000	15.0	12.2
5,000	9.2	7.6
10,000	7.2	6.0
15,000	5.9	4.9
20,000	5.5	4.3
25,000	6.6	
30,000	6.5	
40,000	6.2	
50,000	6.1	

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 5.2.7 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

Con relación a los filtros percoladores que operan empleando como tratamiento primario tanques Imhoff o sedimentadores primarios, los costos de explotación y mantenimiento para la combinación RAFA + Filtro Percolador son del orden del 10-30 % inferiores.

Tabla 5.2.8. Desglose de las partidas que integran los costos de explotación y mantenimiento de la combinación RAFA+Filtros Percoladores con recirculación

Población	Personal (USD \$/ año)	Energía eléctrica ((USD \$/ año)	Mantenimiento obra civil y equipos electromecánicos ((USD \$/año)	Transporte y evacuación de lodos ((USD \$/año)	Control analítico ((USD \$/ año)	Total ((USD \$/ año)
500	8,309	6,242	3,231	448	2,232	20,462
1,000	8,309	8,322	3,837	937	2,232	23,637
2,000	9,418	11,388	5,059	1,875	2,232	29,972
5,000	13,018	15,549	8,199	4,647	4,464	45,877
10,000	20,218	25,623	12,194	9,293	4,464	71,792
15,000	20,218	33,288	16,845	13,940	4,464	88,755
20,000	20,851	44,238	21,660	18,587	4,464	109,800
25,000	20,851	62,196	51,282	23,233	6,624	164,186
30,000	20,851	80,592	59,093	27,880	6,624	195,040
40,000	20,851	114,975	68,539	37,214	6,624	248,203
50,000	20,851	144,759	81,478	46,466	13,248	306,802

La Tabla 5.2.8 recoge desglosadas las distintas partidas que componen los costos de explotación y mantenimiento de la tecnología de RAFA + Filtros Percoladores con recirculación, para los diferentes tamaños de población tratados.

5.3. Lagunas de estabilización

5.3.1. Descripción del proceso

Un tratamiento por lagunaje consiste en varias lagunas conectadas en serie, donde se dan distintos procesos de depuración en función de las características constructivas de cada una de ellas y las del efluente que van tratando. Las lagunas se clasifican teniendo en cuenta la concentración de oxígeno disuelto necesario para la asimilación bacteriana de los compuestos orgánicos presentes en las aguas residuales. De esta forma las lagunas pueden clasificarse en aerobias, facultativas, aerobias con mezcla parcial y anaerobia. Por los motivos expuestos en el capítulo 3 (apartado



Figura 5.3.1. Sistema de lagunas en Danli (Honduras)

3.1.1) se han desechado las lagunas aireadas, optándose por un esquema con una primera laguna anaerobia, seguida de una facultativa y una final denominada de maduración.

En general, son espacios confinados excavados e impermeabilizados, con dispositivos de entrada y de salida, donde se embalsa el agua residual con un flujo en continuo y unos tiempos de retención variables en función del tipo de laguna.

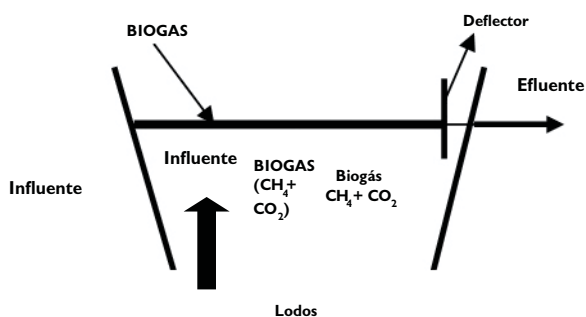


Figura 5.3.2. Esquema de funcionamiento de una Laguna Anaerobia

La depuración en las diferentes lagunas se realiza a través de la decantación y la actuación de bacterias, hongos y algas principalmente. Además, la insolación y la temperatura ayudan a la eliminación de microorganismos y a favorecer las reacciones físicoquímicas, por lo que a mayor temperatura más eficiente se vuelve este proceso.

El proceso genera microalgas, lo que repercute en el límite de sólidos que se puede conseguir en el efluente. En caso de requerimientos exigentes en sólidos en el efluente, será necesario un postratamiento que elimine estas microalgas, como puede ser una filtración por arena o grava, o un humedal de flujo superficial.

5.3.2. Clasificación de las lagunas de estabilización

Las lagunas de estabilización tienen unos parámetros de diseño propios, en función del tipo de laguna, bien sea anaerobia, facultativa o de maduración.

Su diseño se debe hacer utilizando modelos empíricos desarrollados por investigadores de la zona, donde se hayan tenido en cuenta las condiciones meteorológicas e hidráulicas del entorno. Los modelos existentes permiten estimar la remoción de DBO_5 , DQO y coliformes fecales, y calcular la superficie, el volumen o el período de retención.

Laguna anaerobia

La laguna anaerobia es la que recibe el agua más cargada, no existiendo oxígeno disuelto en su interior. Suele diseñarse con profundidades mayores a los 2.5 m, intentando tener una relación baja de superficie que favorece la retención calorífica del proceso. En estas condiciones se da una decantación de la materia sedimentable, en su mayoría de naturaleza orgánica, que provoca reacciones anaerobias en el fondo de la laguna. Estas reacciones generan biogás en forma de burbujas que afloran en la superficie (ver Figura 5.3.2.).

El material sedimentado se va acumulando en el fondo en función de la carga de sólidos sedimentables que tenga el agua a tratar. Es recomendable medir periódicamente el espesor del manto de lodos para establecer los periodos de purga. Según el manejo que se vaya a hacer de estos lodos, la remoción de los mismos puede hacerse cada 5 años, lo que genera un lodo estabilizado. El volumen que ocupa este lodo hay que añadirlo al volumen necesario para realizar el tratamiento y tenerlo en cuenta en la gestión de retirada y disposición del mismo. Normalmente, se añade un 20 al 30 % más a la profundidad necesaria de tratamiento para la acumulación de estos lodos.

En el caso de las lagunas anaerobias los métodos de diseño más utilizados son empíricos y se toman como parámetros principales la carga volumétrica y el tiempo de retención. Los modelos suelen basarse en mezcla completa, por lo que la relación largo-ancho (L/A) no suele ser mayor de 2. Además, con relación L/A próxima a 1 se consigue una retención calorífica máxima (Gloyne, 1971) beneficiosa para el rendimiento de eliminación en DBO_5 .

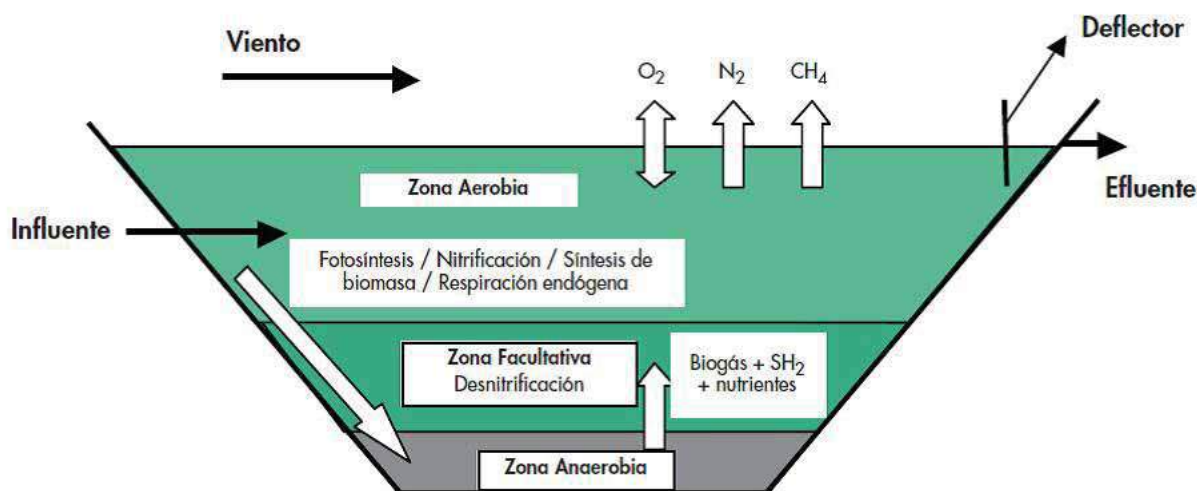


Figura 5.3.3. Esquema de funcionamiento de una Laguna Facultativa

En las lagunas anaerobias es importante mantener estas condiciones, por lo que el tiempo de retención tendrá que ajustarse para que no aparezcan algas en la superficie que pueden aportar oxígeno al sistema. Por otro lado, para evitar olores generados por la emisión de ácido sulfhídrico, se recomienda trabajar con cargas volumétricas inferiores a $400 \text{ g BDO}_5/\text{m}^3.\text{día}$.

Laguna facultativa

En la laguna facultativa se degrada biológicamente la contaminación en condiciones aerobias, gracias al aporte de oxígeno que producen las microalgas.

Existen zonas de transición situadas en profundidades medias (donde se desarrollan bacterias facultativas) que realizan procesos como la nitrificación-desnitrificación, y zonas anaerobias en el fondo de la laguna. Se diseñan con profundidades como máximo de 2.5 m y mayores superficies que las lagunas anaerobias para propiciar así el crecimiento de las bacterias y microalgas (ver Figura 5.5.3.). También incide en la eliminación de nutrientes el crecimiento de estas microalgas, que precisan estos nutrientes para su desarrollo.

En la zona anaerobia se decanta material sedimentable estabilizado, que habrá que retirar con los años, aunque en menor medida que en las lagunas anaerobias.

La laguna facultativa se diseña mediante la carga orgánica superficial ($\text{kg BDO}_5/\text{ha.día}$). Esta carga se puede estimar en función de la temperatura de acuerdo con distintas expresiones según autor.

Una de las formulaciones más utilizadas para la determinación de la carga superficial, en función de la temperatura en el dimensionamiento de lagunas facultativas, es la de Mara (1986), donde con temperaturas entre $20\text{-}25^\circ\text{C}$ la carga superficial es de 250 a $350 \text{ kg BDO}_5/\text{ha.día}$.

Para determinar la remoción que tienen estas lagunas una vez establecida la carga superficial (tanto en carga orgánica como en los coliformes fecales) se utilizan modelos cinéticos que, en este tipo de lagunas, están basados en la hidráulica del flujo pistón ideal, en la mezcla completa y en la combinación de regímenes de flujo, como el de flujo disperso. La tasa de reacción contemplada para estos contaminantes es de primer orden. Estas lagunas suelen tener una relación L/A de 2 a 3.

Laguna de maduración

La laguna de maduración constituye la etapa final del tratamiento, cuyo principal objetivo es la eliminación de organismos patógenos. Para ello, se diseña con profundidades y cargas orgánicas bajas, propiciando la aireación y el efecto bactericida de la radiación UV, aunque existen otros mecanismos como la predación o decantación para la eliminación de estos organismos. No suelen superar 1.2 m de profundidad.

Para el diseño de estas lagunas existen múltiples modelos, que correlacionan el diseño con la remoción de bacterias fecales, teniendo en cuenta principalmente los siguientes factores: tiempo de residencia, temperatura, pH, intensidad de luz y tipo de mezcla, siendo este último factor dependiente, fundamentalmente, de la forma geométrica de la laguna.

De los múltiples modelos hidráulicos que se pueden utilizar para el diseño de las lagunas de maduración los más utilizados son los de mezcla completa, flujo pistón y flujo disperso. Los dos primeros son modelos ideales y, por tanto, más sencillos en su modelización, siendo el último el más recomendado por adaptarse mejor a cualquier tipo y forma de laguna (M. von Sperling, 1999). En este último modelo, la mayor dificultad estriba en determinar los valores de dispersión debido a la diferencia entre el uso de trazadores, el diseño físico de la laguna, la posición de los dispositivos de entrada y salida, etc. Existen diversas formulaciones para obtener este valor de dispersión, donde se tiene en cuenta: la relación L/A de la laguna, la temperatura, la profundidad, el TRH, etc. Las más sencillas son la de Yañez (1983) o la de CNA (1992), donde el valor de dispersión solo depende de la relación L/A. En estas formulaciones, cuanto mayor es la relación L/A, menor es el coeficiente de dispersión.

En las lagunas sin airear, o sin mecanismos de mezcla, no se consigue una dispersión elevada, por lo que el modelo que más se ajusta es el de mezcla parcial o flujo pistón (Marais, 1974, Ellis, 1983, OMS 1987). Para obtener una reducción importante de coliformes fecales es mejor construir lagunas en serie, todas ellas con el mismo TRH (Marais, 1974), o incorporar paneles transversales en lagunas de mayor tamaño para favorecer la relación L/A dentro de la laguna y así aproximarse lo más posible a un flujo pistón ideal.

La constante de decaimiento bacteriano (k_b) está directamente relacionada con el modelo o tipo de régimen hidráulico adoptado. Además, varía en función de la zona de implantación, situándose en un rango de 0.5-2.5 d⁻¹, en función del tipo de agua residual, del tipo y forma de laguna, de las condiciones climáticas, etc. Hay que calcularla por tanto para cada tipo de laguna (facultativa o de maduración) y preferiblemente con datos experimentales de lagunas ya instaladas en la zona. Para relacionar la k_b a 20 °C con otras temperaturas, la formulación más utilizada es la de Marais (1974), aunque hay otras como la de León y Moscoso (1996) donde se dan diferentes formulaciones en función del tipo de laguna.

Una vez determinadas las constantes y valores en función del modelo que se vaya a utilizar para el dimensionamiento de la laguna de maduración, se podrá estimar la remoción de coliformes fecales. Esta remoción está directamente relacionada con el TRH, por lo que en una misma laguna a mayor TRH mayor es la remoción de coliformes. En general, se puede llegar a eliminar de 2-3 u. Log de coliformes fecales, con tiempos de retención en la laguna de maduración por encima de los 5 días en zonas tropicales (Oakley, S.M, 2005).

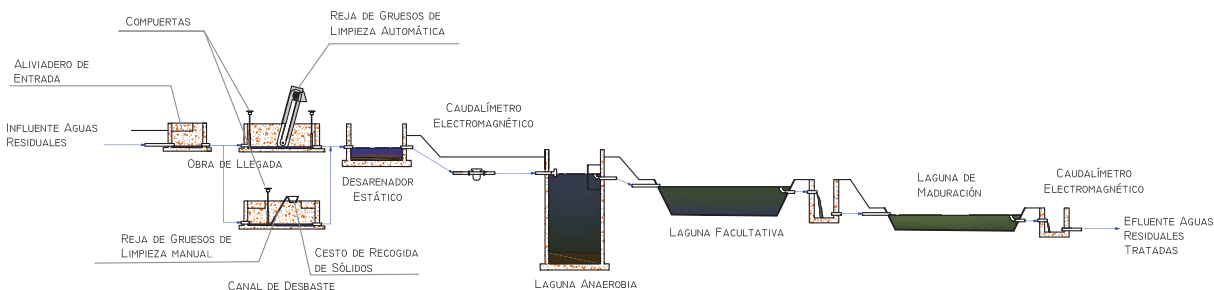


Figura 5.3.4. Ejemplo diagrama de flujo de un sistema de Lagunas de Estabilización

5.3.3. Tratamientos previos

El lagunaje, en general, no necesita ningún tratamiento especial previo, siendo suficiente incluir un pretratamiento convencional con un desbaste y un desarenado.

En algunos casos se puede sustituir las lagunas anaerobias por un RAFA, consiguiendo disminuir la superficie de las lagunas facultativas posteriores. Esto se lleva a cabo en casos de escasez de terrenos disponibles, en los que no se podría implantar unas lagunas convencionales. En este caso las características y el diseño del RAFA se realizaría según lo expuesto en el apartado correspondiente.

5.3.4. Línea de tratamiento adoptada

5.3.4. 1. Descripción de la línea

Las lagunas de estabilización se pueden combinar de diferentes maneras en función del agua a tratar, la disposición de terreno y las exigencias del efluente. Para las condiciones y el marco legislativo en que se desarrollan estas recomendaciones, se puede optar por la línea: anaerobia+facultativa+maduración, o facultativa+maduración. Por las razones expresadas en el capítulo 3, se ha optado

por desarrollar la primera de las dos opciones.

Las lagunas de estabilización van precedidas, en general, únicamente por un pretratamiento compuesto de rejillas de gruesos y finos de tipo manual y un desarenador estático de tipo canal. En caso de tener aguas con mucha concentración de grasas, debe preverse un buen mantenimiento con retirada de las mismas frecuentemente para evitar olores.

En caso de sustituir la laguna anaerobia por un reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA), el pretratamiento deberá ser más exhaustivo, teniendo en cuenta las consideraciones recogidas en el capítulo correspondiente a esta tecnología.

La línea de fangos estaría compuesta únicamente por eras de secado, ya que el fango removido de las lagunas está estabilizado.

Una línea típica de tratamiento mediante lagunaje se describe en la Figura 5.3.4. Con el esquema establecido en esa figura el tratamiento de desinfección no sería necesario, al contar con las lagunas de maduración que serán dimensionadas con la superficie y TRH necesarios para cumplir con la normativa en lo referente a coliformes fecales.

Tabla 5.3.1. Parámetros de diseño de las lagunas de estabilización

	Anaerobia	Facultativa	Maduración
Profundidad (m)	3-5	1.5-2.5	0.8-1.2
Carga volumétrica (g BDO ₅ /m ³ .día)	300-400	-	-
Carga orgánica superficial (kg BDO ₅ /ha.día)	-	250-350	<100
Tiempo de retención(días)	1-3	7-20	5-10

Tabla 5.3.2. Carga volumétrica de las lagunas anaerobias en función de la temperatura (Mara y Pearson (1986) y Mara et al. (1997)

T(°C)	Cv(g DBO ₅ /m ³ .d)	Remoción DBO ₅ (%)
< 10	100	40
10-20	20T-100	2T+20
>20	300	60

5.3.4. 2. Parámetros de diseño

Los principales parámetros de diseño a considerar son la profundidad (m), la carga volumétrica (g DBO₅/m³.día), la carga orgánica superficial (kg DBO₅/ha.día) y el tiempo de retención (días). En la Tabla 5.3.1 se dan unos rangos de estos parámetros, teniendo en cuenta que el TRH en el total del sistema tiene que estar entre 25 y 30 días para conseguir los rendimientos establecidos en el apartado 5.3.4.3 (PROSAB, 1999).

En regiones de clima cálido la temperatura de diseño de una laguna se puede estimar a partir de la temperatura del aire en el mes más frío del año, subiéndole de 2 a 4 °C (CNA-INTA, 1992). En general, las aguas en El Salvador tienen una temperatura del agua por encima de los 22 °C durante todo el año.

Se suele añadir un resguardo de 0.5 m a las profundidades recogidas en la Tabla 5.3.1, esto en todas las lagunas, para evitar desbordamientos en épocas de lluvia o evitar el efecto de los oleajes causados por el viento.

A continuación se detalla el cálculo de cada una de las lagunas que componen este sistema.

Parámetros de diseño de las lagunas anaerobias

Para el cálculo de las lagunas anaerobias se utilizará un método empírico, basado en la carga volumétrica (g DBO₅/m³.d) que puede admitir la laguna en función de la temperatura ambiente (Tabla 5.3.2).

Una vez determinada la Cv a aplicar según la temperatura, se calcula el volumen de la laguna y después el tiempo de retención hidráulico para tratar el caudal medio.

A partir del volumen calculado y del caudal medio a tratar, se determina el TRH, que se recomienda se encuentre entre 1 y 3 días sin contabilizar la zona de acumulación del lodo. Se tenderá a poner TRH mayores a medida que la temperatura sea menor. En la determinación de este TRH hay que tener en cuenta que los diseños se hacen para poder almacenar el lodo hasta un tercio de la profundidad de la laguna. La relación L/A suele estar entre 1 y 3.

Parámetros de diseño de lagunas facultativas

Las lagunas facultativas se dimensionan por carga orgánica superficial (kg DBO₅/ha.d) dada la importancia del crecimiento de algas en las mismas. Para este tipo de lagunas, Mara propone una expresión que relaciona esta carga exclusivamente con la temperatura ambiente en el mes más frío, dando los resultados de la Tabla 5.3.3.

Tabla 5.3.3. Carga superficial de las lagunas facultativas en función de la T (Mara, 1987)

T (°C)	Cs (kg DBO ₅ /ha.d)
15-20	165-250
20-25	250-350
25-30	350-440

Una vez determinada la superficie y fijada una profundidad, se determina el volumen y el tiempo de retención.

Aunque este tipo de lagunas no están diseñadas para eliminar coliformes fecales, se puede calcular la eliminación de estos a través de modelos parecidos a los utilizados en las lagunas de maduración. En general, la eliminación de coliformes fecales es de 1-2 u.Log., aunque esto dependerá fundamentalmente del tiempo de retención y de la relación largo-ancho de la laguna. A mayor L/A, menor será el coeficiente de dispersión y, por tanto, mayor es la eficiencia de eliminación tanto de DBO₅ como de coliformes fecales. Se recomiendan relaciones L/A entre 2 y 4 y tomar un valor de k_b de 0.2 a 0.3 para el cálculo con el modelo de flujo disperso (IWA, 2006).

Parámetros de diseño de las lagunas de maduración

Los parámetros de diseño más importantes en lagunas de maduración son el TRH, la

profundidad de la laguna y el número de coliformes fecales en el efluente final.

Para favorecer las condiciones aerobias en este tipo de lagunas se debe trabajar con cargas orgánicas bajas. Se recomienda estar por debajo de 100 kg DBO₅/ha.día para profundidades de 0.8-1.2 m. Por otra parte, a medida que el TRH sea mayor, mayor será la eliminación de coliformes fecales, por lo que este parámetro será el que condicione la superficie de la laguna.

Para el dimensionamiento de este tipo de lagunas se tomará como objetivo reducir 3 u. Log., para cumplir con el marco normativo salvadoreño, teniendo en cuenta que la facultativa elimina como mínimo 1 u.Log. Para estas recomendaciones se opta por el modelo de dispersión con cálculo de la k_{bT} por medio de la formulación de Mara (1996) con un valor del coeficiente θ de 1.07 (Yáñez 1993), fijando antes un K_{b20} en la zona de estudio entre 0.4-0.7 d⁻¹ (IWA, 2006). Para el cálculo del coeficiente de dispersión se adopta la formulación dada por Yáñez (1983) o la de Von Sperling (1999), donde se relaciona este coeficiente con la forma de la laguna (L/A). Este coeficiente de dispersión suele estar entre 0.1-0.2, cuando la relación L/A es de 5 a 10 (IWA, 2006).

El TRH es el parámetro que mayor influencia tiene en la mortalidad bacteriana. Es conveniente que el TRH total del sistema de lagunas de estabilización esté por encima de los 26 días para tener una buena remoción de DBO₅ y por consiguiente también de coliformes fecales (Meron et al., 1965). Las lagunas de maduración no deberían tener menos de 5 días de TRH (si es una sola laguna) y un mínimo 3 días por laguna si éstas están en serie (WHO, 1987), siendo lo normal dimensionarlas con un TRH entre 5 y 10 días (IWA, 2006).

Tabla 5.3.4. Rendimientos de lagunas de estabilización

	Anaerobia	Facultativa	Maduración	Rendimientos totales
DBO ₅ (mg/l)	40-50	45-55	35-45	80-85
SS (mg/l)	50-60	0-50	25-30	70-80
DQO (mg/l)	40-50	40-50	30-40	75-85
CF (u. log*)	< 1	1-2	2-4	4-5

*Unidades logarítmicas eliminadas

5.3.4. 3. Características de la línea

Rendimiento

Los rendimientos que se pueden obtener con la línea de tratamiento desarrollada en la Figura 5.3.4 a temperaturas medias del mes más frío entre los 20 y 25 °C son los establecidos en la Tabla 5.3.4.

Influencia de las características del terreno

La implantación de lagunas de estabilización precisa de terrenos no inundables, con niveles freáticos profundos, fáciles de excavar e impermeables. La selección del tipo de terreno es importante a la hora de poder hacer un manejo por gravedad y prescindir así de bombeos.

Limitaciones de carácter climático

Esta tecnología está condicionada de manera importante por la climatología donde esté implantada. La temperatura tiene una notable influencia en los rendimientos, por lo que el diseño siempre se realizará con la media del mes más frío.

El viento contribuye a la oxigenación en las lagunas facultativas y de maduración. Mientras que la radiación solar está directamente relacionada con la actividad fotosintética de las microalgas (y, por lo tanto, con la oxigenación de las lagunas) y con la eliminación de organismos patógenos.

La evaporación y las precipitaciones son importantes en el funcionamiento y uso del agua de las lagunas. La evaporación incrementa la salinidad de las aguas, lo cual hay que tener en cuenta a la hora de su vertido y reúso. En cuanto a las precipitaciones, si son muy abundantes pueden repercutir en la laguna facultativa, al enfriar la superficie y provocar cambios en la estratificación de la misma. Lo mismo pasa con el viento, por lo que se recomienda dejar un reborde de al menos 0.5 m para minimizar el efecto del oleaje y para poder afrontar sobrecargas hidráulicas.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga

El lagunaje tiene muy buena capacidad para adaptarse a las puntas de caudal y carga debido a los altos tiempos de residencia con los que se opera.

Producción y características de los lodos

Los lodos generados en las lagunas anaerobias están estabilizados, estimándose una producción media de 30-40 L/habitante y año (Mara, 1976). En las facultativas esta producción es de 0.4-0.6 m³ por cada 1,000 m³ tratados (Mara y Pearson, 1998). En total se podría estimar en toda la línea una producción de fangos de 6-10 gr MS/h.día con una concentración del 6 al 8 %.

Las lagunas anaerobias se suelen diseñar para retirar el lodo cuando este ocupe un tercio

de la capacidad de la laguna. Los años entre una retirada y otra dependen de la población tratada y del volumen adoptado para la laguna. En general, se deben purgar lodos en las lagunas anaerobias cada 4 o 5 años.

Para el caso de las lagunas anaerobias la extracción se puede realizar mediante sistemas móviles con bombeo de succión (camión o barcaza).

En el caso de las lagunas facultativas, la extracción se realiza mediante secado del contenido de la laguna y retirada del fango mediante palas excavadoras, o utilizando los mismos medios que en las lagunas anaerobias.

Complejidad de explotación y mantenimiento

La explotación y mantenimiento rutinarios de las lagunas no requieren de un operario de alta cualificación. Estas operaciones se limitan a inspecciones rutinarias para evitar atascos en el pretratamiento, retirar flotantes de las lagunas y a la eliminación de vegetación en los bordes. La única operación compleja es la retirada de lodos, en la que es necesario un equipamiento específico.

Impactos ambientales

En el caso de aguas con alto contenido en compuestos azufrados se pueden generar olores en la laguna anaerobia. En estos casos se puede reducir el impacto bajando la carga volumétrica de trabajo a menos de 150 g DBO₅/m³.día.

La producción de microalgas en la laguna facultativa hace que en muchos casos el vertido de las lagunas de estabilización presente un aspecto no deseado en lo que a sólidos se refiere. En el caso de poner humedales artificiales de flujo superficial para eliminar estas microalgas, estos además eliminan cierta cantidad de nutrientes.

Esta tecnología, por otra parte, tiene una buena integración paisajística.

Estimación de superficie

Para la estimación de las necesidades de superficie de implantación de los lagunajes, se ha procedido al dimensionamiento básico de un ejemplo basado en:

- Las premisas recogidas en el apartado 3.2.3.
- Los parámetros de diseño del apartado 5.3.4.2 adoptando en cada caso los valores medios.
- La línea de tratamiento establecida en el apartado anterior con las siguientes consideraciones: a) para poblaciones de 100-20,000 se adopta: desbaste manual, desarenado estático, medidor de caudal manual, laguna anaerobia, laguna facultativa y laguna de maduración. b) para poblaciones entre 20,000-50,000 se adopta: desbaste automático, desarenado-desegregador aireado, medidor de caudal automático, laguna anaerobia, laguna facultativa y laguna de maduración.
- Para su impermeabilización se emplea lámina plástica y lámina de geotextil, por debajo.
- No se ha tenido en cuenta la superficie relativa a los tratamientos de lodos y desinfección que se establece en sus capítulos correspondientes.

Con los datos obtenidos de este dimensionamiento se ha confeccionado una curva (Figura 5.3.5) que representa la superficie necesaria para la implantación de lagunajes en función del tamaño de la población servida, dentro del rango de población recomendado para la aplicación de este tipo de tecnología de tratamiento.

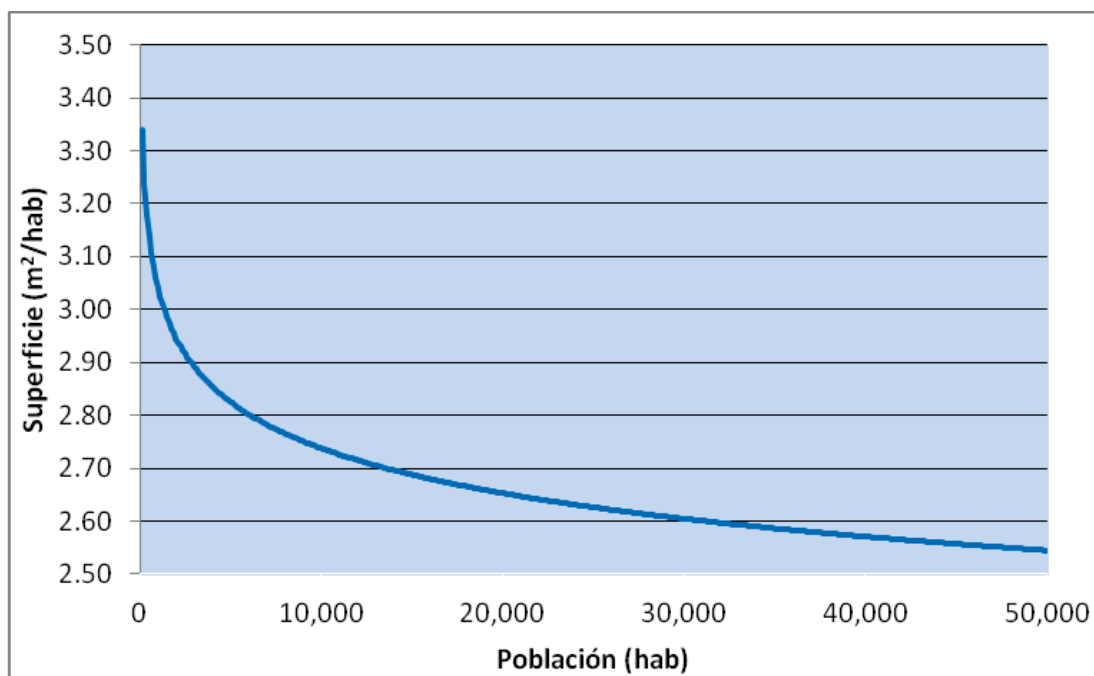


Figura 5.3.5. Requisitos de superficie para la implantación de lagunajes

Tabla 5.3.5. Requisitos de superficie

Población	Superficie (m²/hab)
100	5.81
200	4.42
500	3.49
1,000	3.01
2,000	2.69
5,000	2.69
10,000	2.54
15,000	2.74
20,000	2.70
25,000	2.67
30,000	2.65
40,000	2.62
50,000	2.60

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 5.3.5 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

Costos de implantación

Partiendo de los dimensionamientos básicos comentados en el apartado 3.2, se ha procedido a la determinación de los costos de implantación de la tecnología de lagunaje, para los distintos tamaños de población servidos. En el cálculo de estos costos se han asumido las premisas establecidas en los apartados 5.3.4.2 y 5.3.4.3.

Con los datos obtenidos se ha confeccionado una curva (Figura 5.3.6), que representa los costos para la implantación de lagunajes en función del tamaño de la población servida, dentro del rango de población recomendado para la aplicación de este tipo de tecnología de tratamiento.

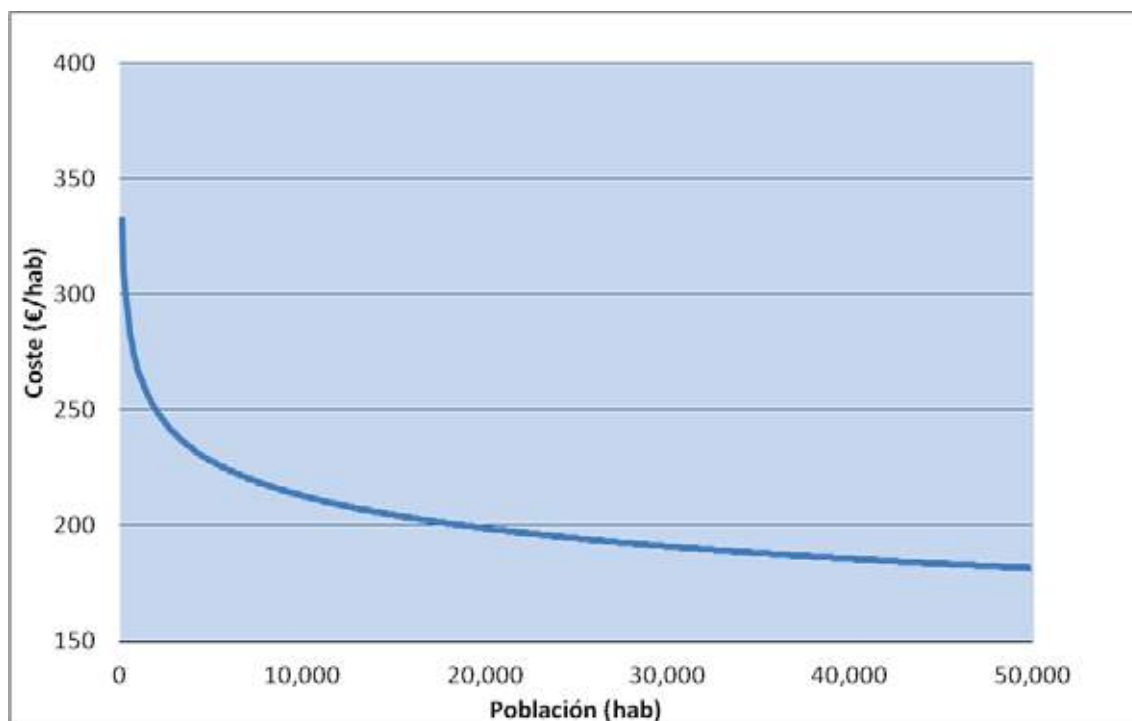


Figura 5.3.6. Costos para la implantación de lagunajes

Tabla 5.3.6. Costos de implantación

Población	Costo (USD \$/hab)
100	1,203
200	641
500	351
1,000	301
2,000	200
5,000	193
10,000	178
15,000	191
20,000	188
25,000	210
30,000	207
40,000	204
50,000	204

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 5.3.6 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

Costos de explotación y mantenimiento

Partiendo de los dimensionamientos básicos comentados en el apartado 3.2, se ha procedido a la determinación de los costos anuales de explotación y mantenimiento de la tecnología de lagunaje para los distintos tamaños de población servidos. En el cálculo de estos costos se han asumido las premisas recogidas en los apartados 5.3.4.2 y 5.3.4.3 de este documento.

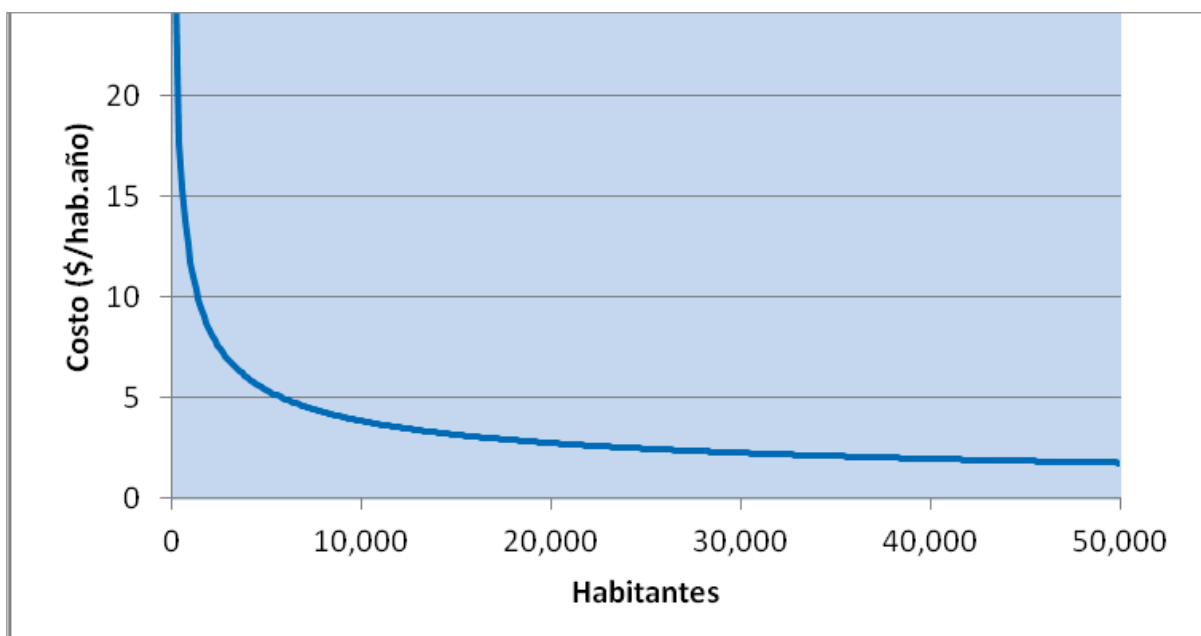


Figura 5.3.7. Costos de explotación y mantenimiento de lagunajes

Tabla 5.3.7. Costos de explotación y mantenimiento

Población	Costo (USD \$/hab.año)
100	114.6
200	57.5
500	23.7
1,000	12.6
2,000	6.7
5,000	4.6
10,000	2.9
15,000	2.4
20,000	2.1
25,000	2.7
30,000	2.7
40,000	2.5
50,000	2.4

Para una mejor comprensión de la figura 5.3.7, la Tabla 5.3.7 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

La Tabla 5.3.8 presenta desglosadas las distintas partidas que componen los costos de

explotación y mantenimiento de la tecnología de lagunaje, para los diferentes tamaños de población tratados.

5.4 Humedales artificiales

5.4.1. Descripción del proceso

El tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante la tecnología de humedales artificiales se basa en la reproducción artificial de las condiciones propias de las zonas húmedas naturales, con objeto de aprovechar los procesos de eliminación de contaminantes que se dan en estas zonas.

Los humedales artificiales pueden considerarse como ecosistemas complejos, en los que los principales actores son:

- El *material de relleno*: que sirve de soporte a la vegetación y permite la fijación de la población microbiana (en forma de biopelícula), que va a participar en la mayoría de los procesos de eliminación de los contaminantes presentes en las aguas a tratar.

Tabla 5.3.8. Desglose de las partidas que integran los costos de explotación y mantenimiento de los lagunajes

Población	Personal (USD \$/ año)	Energía eléctrica (USD \$/ año)	Mantenimiento obra civil y equipos electromecánicos (USD \$/año)	Transporte y evacuación de lodos (USD \$/año)	Control analítico (USD \$/ año)	Total (USD \$/ año)
100	7,956	-	1,236	41	2,232	11,465
200	7,956		1,275	80	2,232	11,504
500	7,956	-	1,511	163	2,232	11,862
1,000	7,956	-	2,138	285	2,232	12,611
2,000	7,956	-	2,638	611	2,232	13,437
5,000	11,556	-	5,468	1,508	4,464	22,996
10,000	11,556	-	9,539	2,975	4,464	28,534
15,000	11,556	-	14,968	4,484	4,464	35,472
20,000	12,312	-	19,435	5,951	4,464	42,162
25,000	12,312	243	40,773	7,459	6,624	67,411
30,000	19,512	304	46,874	8,926	6,624	82,240
40,000	19,512	365	59,852	11,902	6,624	98,255
50,000	19,512	456	72,138	14,877	13,248	120,231

- La *vegetación*: que contribuye a la oxigenación del sustrato, a la eliminación de nutrientes y en la que también tiene lugar el desarrollo de biopelícula.
- El *agua residual a tratar*: que circula a través del material de relleno y de la vegetación.

La vegetación que se emplea en este tipo de humedales es la misma que coloniza los humedales naturales, plantas acuáticas anfibias que se desarrollan en aguas poco profundas, arraigadas al subsuelo. Este tipo de plantas toleran bien las condiciones de falta de oxígeno, que se producen en suelos encharcados, al contar con canales o zonas de aireación dentro de su propia estructura vegetativa (Figura 5.4.1), que facilitan el paso del oxígeno atmosférico hasta la zona radicular.

5.4.2. Tratamientos previos

Para conseguir una efectiva eliminación de los sólidos flotantes y en suspensión,

presentes en las aguas residuales a tratar, y minimizar por tanto los riesgos de colmatación del material filtrante, se recurre a la implantación de fosas sépticas o tanques Imhoff. Esto como paso previo a la alimentación a los humedales artificiales de flujo subsuperficial. El buen dimensionamiento y la correcta operación del tratamiento primario son básicos para el buen funcionamiento de esta tecnología de depuración.

5.4.3. Tipos de humedales artificiales

Los humedales artificiales se clasifican en dos tipos, en función de que la circulación del agua a tratar sea superficial o subterránea. En los *humedales artificiales de flujo superficial (o flujo libre)* el agua a tratar circula por encima del material de relleno, mientras que en los *humedales artificiales de flujo subsuperficial* el agua recorre el humedal de forma subterránea, a través de los espacios intersticiales del lecho filtrante.



Figura 5.4.1. Canales de aireación de una planta
(Fuente: Jesús Fernández, UPM)

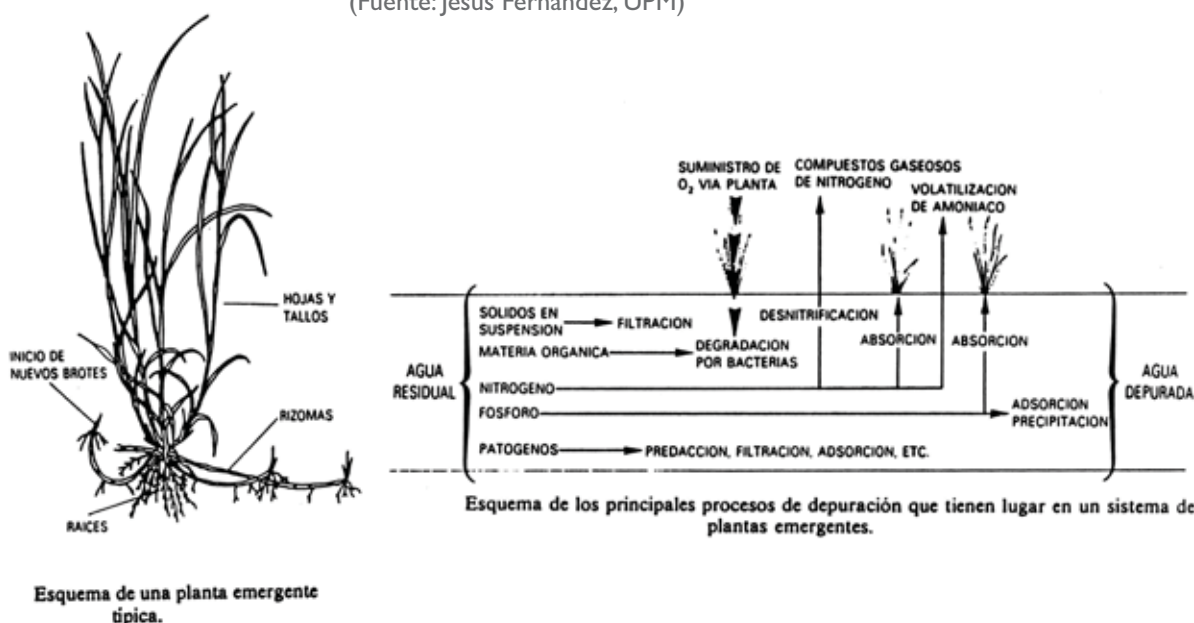


Figura 5.4.2. Mecanismos de depuración de los humedales artificiales

5.4.3.1. Humedales artificiales de flujo superficial

En este tipo de humedales artificiales el agua discurre libremente por la superficie del relleno donde se encuentran enraizadas las plantas, circulando alrededor de sus tallos y hojas, encontrándose expuesta a la atmósfera. Estos humedales están constituidos por balsas con vegetación acuática y niveles de agua poco profundos (inferiores a 0.4 m) (Figura 5.4.3).

Generalmente son instalaciones de varias hectáreas que se emplean, principalmente, como tratamiento de afino de efluentes procedentes de tratamientos secundarios, para una mejora de sus características fisicoquímicas y microbiológicas.

La alimentación a este tipo de humedales se realiza a través de diferentes puntos, con una separación entre ellos de unos 30 m, con objeto de minimizar el riesgo de que se creen zonas muertas.

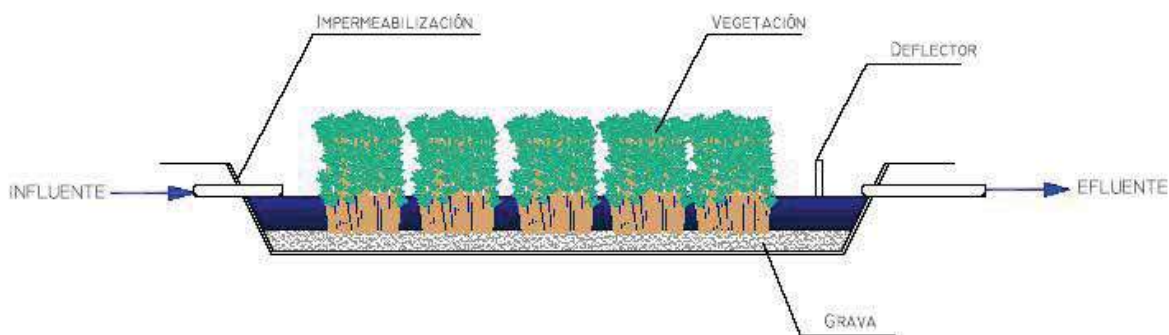


Figura 5.4.3. Humedal artificial de flujo superficial

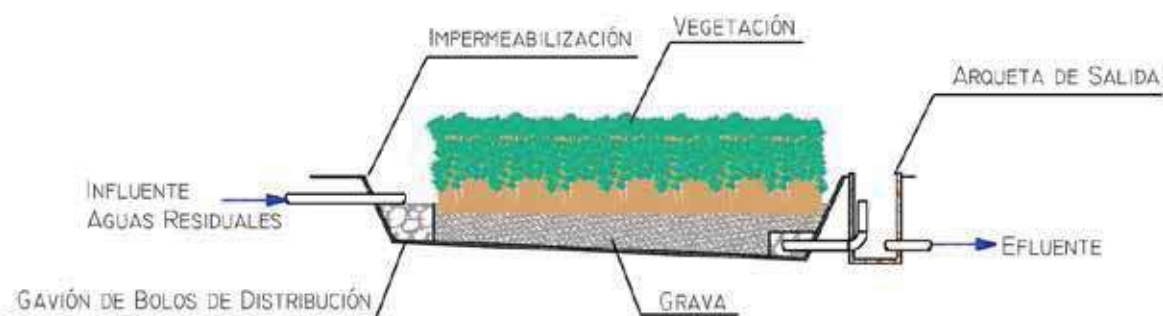


Figura 5.4.4. Humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal

5.4.3.2. Humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal

En este tipo de humedales artificiales las aguas a tratar circulan horizontalmente, atravesando un material filtrante de grava, sobre el que está fijada la vegetación y que se dispone en un espacio impermeabilizado. En la zona de salida, una tubería de altura regulable permite controlar el nivel de encharcamiento del sustrato filtrante, que debe mantenerse unos 5 cm por debajo de la superficie. Esto impide que las aguas sean visibles.

Para la alimentación, que generalmente se efectúa de forma continua, se recurre al empleo de tuberías perforadas (Figura 5.4.5) que descargan sobre una zona de bolos gruesos (50-100 mm), sin vegetación, dispuesta en cabecera del humedal. También se recurre al uso de vertederos ubicados en cabecera (Figura 5.4.6).

5.4.3.3. Humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical

En los humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical las aguas a tratar circulan de arriba a abajo a través de un material filtrante, en el que se fija la vegetación. En el fondo de los humedales una red de drenaje permite la recogida de los efluentes depurados. A esta red de drenaje se conectan chimeneas, que sobresalen de la capa de áridos, con objeto de incrementar la oxigenación del sustrato filtrante por ventilación.

La alimentación se efectúa de forma intermitente, para lo que se recurre al empleo de bombes (comandados por temporizadores o boyas de nivel) y, cuando la topografía lo permite (desniveles de al menos 1.5 m), al uso de sifones de descarga controlada (Figura 5.4.8).



Figura 5.4.5. Tuberías de alimentación apoyadas en la zona de cabecera



Figura 5.4.6. Empleo de vertederos para el reparto del agua a tratar

Para la distribución del agua sobre la superficie de filtración se emplean tanto tuberías perforadas que descansan sobre el lecho filtrante (Figura 5.4.9), como tuberías de mayor sección que se apoyan en pivotes repartidos por toda la superficie del humedal (Figura 5.4.10).

La aportación de oxígeno por las raíces de las plantas en este tipo de humedales es pequeña, en comparación con los aportes a través de la alternancia de los periodos de inundación y secado y del sistema de ventilación.

Las distintas modalidades de humedales artificiales pueden también combinarse entre sí, siendo las combinaciones más frecuentes las que recurren a la implantación de un humedal de flujo superficial a continuación de humedales subsuperficiales (para la mejora de las características fisicoquímicas y microbiológicas de los efluentes tratados). La otra combinación es la implantación de humedales verticales seguidos de horizontales, para nitrificar en la primera etapa y desnitrificar en la segunda, con lo que se logra la eliminación biológica del nitrógeno.

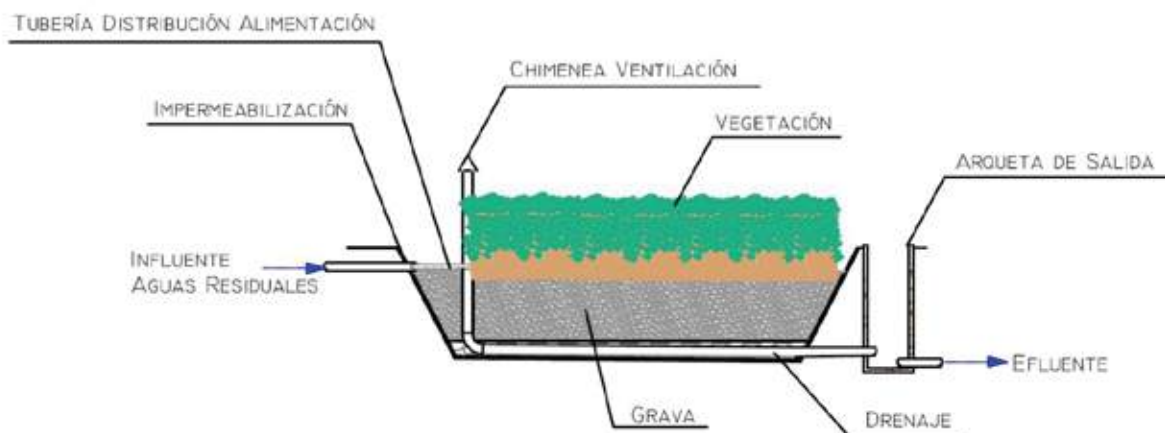


Figura 5.4.7. Humedal artificial de flujo vertical



Figura 5.4.8. Sifón de descarga controlada (Fuente: Rissy Plastics)



Figura 5.4.9. Tuberías de alimentación apoyadas sobre el lecho

5.4.4. Reactor biológico

5.4.4.1. Geometría

Generalmente, los humedales artificiales se construyen por excavación en el terreno y posterior impermeabilización del recinto excavado, para lo que se recurre al empleo de láminas plásticas (PVC, PEAD, EPDM) o de arcilla compactada.

La forma geométrica más común es la rectangular; recomendándose relaciones Longitud/Anchura del orden de 5/1 para los humedales superficiales, y de 1/1-2/1 para los subsuperficiales horizontales. En el caso de los subsuperficiales verticales la configuración geométrica se aproxima más a la forma cuadrada.

Los taludes interiores presentan una inclinación del orden del 45° en los subsuperficiales y algo menores en los superficiales, y en todos los casos se suele disponer una zona de resguardo de al menos 0.5 m.

El fondo de los humedales de flujo subsuperficial presenta una pendiente del 1 % hacia la salida, para favorecer la circulación de las aguas a tratar.

Para evitar arrastres de los caminos circundantes a los humedales artificiales, es



Figura 5.4.10. Tuberías de alimentación apoyadas en pivotes (Fuente: Epur Nature)

muy importante que estos estén protegidos por un bordillo perimetral.

Para conseguir un buen reparto de las aguas a tratar sobre el relleno filtrante, los humedales de flujo subsuperficial vertical (cuando se alimentan por gravedad) no deben superar los 400 m² de superficie, por lo que es necesario dividir la superficie de filtración, calculada en varios módulos que no superen este límite de superficie.

En el caso de los humedales subsuperficiales de flujo horizontal, para un buen reparto de las aguas a tratar, la anchura no debe superar los 30 m, por lo que la superficie total necesaria se divide en varias unidades que no superen dicho límite de anchura.

5.4.4.2. Material de relleno

En los humedales de flujo superficial se dispone en su fondo de una capa de tierra

vegetal, o de áridos (arena, gravilla), de 30 a 40 cm de espesor, que actúa de soporte para la vegetación.

En los humedales de flujo subsuperficial el material de relleno constituye la parte esencial del sistema de tratamiento. De su rigurosa selección y adecuada colocación dependerá el correcto funcionamiento del humedal, dado que el principal riesgo de este tipo de humedal es la posible colmatación de este material. En el caso de los humedales artificiales de flujo horizontal se recurre al empleo de gravas, de naturaleza silícea, con tamaños comprendidos entre 10 a 20 mm.

El espesor del material de relleno es de 0.6 m, medido en el punto medio de la longitud del humedal. En los humedales de flujo vertical se recurre al empleo de varias capas de material de relleno. En el fondo, y recubriendo a las tuberías de drenaje-ventilación, se dispone una capa de 20 cm de espesor, de grava de 20 a 40 mm. Sobre esta capa se extiende otra de 70 cm de espesor, de gravilla de 3 a 8 mm. Por último, en superficie, se coloca una capa de arena de 1 a 2 mm y de 10 cm de espesor.

A la hora de la selección del sustrato filtrante para los humedales artificiales de flujo subsuperficial, es imprescindible disponer de un material suficientemente homogéneo (en forma y tamaño) y limpio (sin presencia de finos, lo que puede hacer necesario el lavado del material procedente de la cantera). Además, el material de relleno que se use no debe fragmentarse, ni degradarse con el paso del tiempo.

5.4.4.3. Vegetación

Una vez colocado y nivelado el sustrato filtrante, y colocado el sistema de distribución de agua, se procede a la plantación del humedal. Las especies a implantar serán aquellas que se desarrollan en zonas húmedas (calas,

platanillos, papiro, lirios). No se implantará ninguna vegetación que no sea autóctona.

El establecimiento de la vegetación en el humedal puede realizarse por multiplicación vegetativa a partir de los rizomas, para lo que se procede al troceado de los mismos en fragmentos que incluyan como mínimo tres entrenudos, que se plantan en el sustrato. La densidad de plantación es de 4 a 6 unidades/m², consiguiéndose la cobertura total del humedal en aproximadamente un año. También pueden emplearse directamente plantas ya crecidas que se separarán entre sí 40-50 cm.



Figura 5.4.11. Humedal artificial de flujo vertical antes de su plantación (Comunidad Venezuela, Comasagua, El Salvador)

5.4.5. Líneas de tratamiento adoptadas

5.4.5.1 Descripción de las líneas

Para conseguir los rendimientos exigidos en la normativa vigente se desarrollan dos líneas de tratamiento con humedales subsuperficiales de flujo vertical y horizontal, respectivamente. En ambos casos, la línea de agua se compone de: pretratamiento con rejillas de gruesos de 30 mm seguida de una de finos de 10 mm (ambas de limpieza manual), tratamiento primario (tanque Imhoff), humedal artificial y desinfección en su caso. En caso de tener que tratar aguas con contenidos en arenas y/o grasas elevados, se dispondrá también un desengrasador y/o un desarenador estáticos.

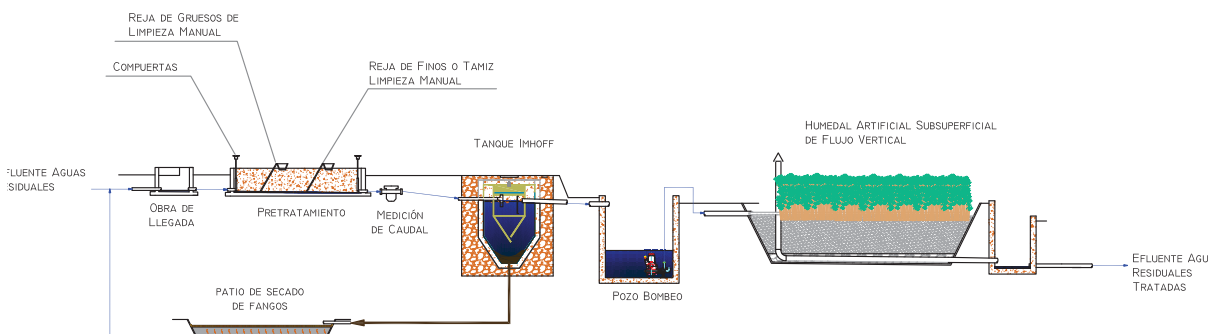


Figura 5.4.12. Ejemplo diagrama de flujo de un humedal artificial de flujo vertical

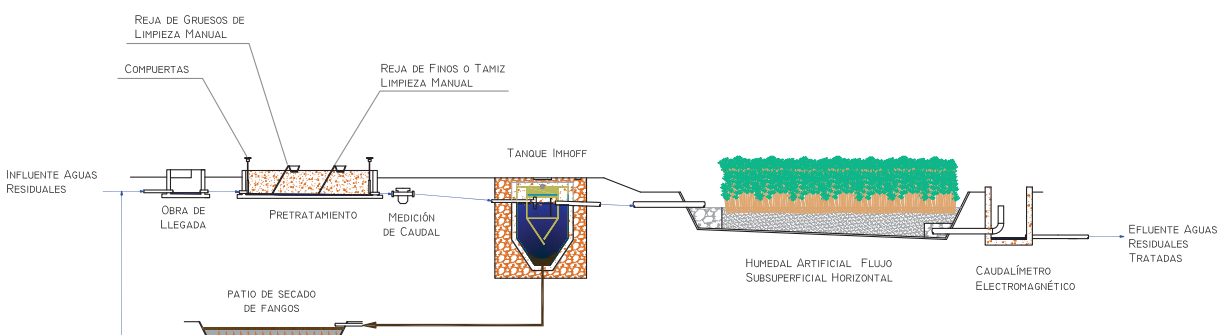


Figura 5.4.13. Ejemplo diagrama de flujo de un humedal artificial de flujo horizontal

La línea de fangos estaría compuesta por eras de secado, a las que se enviarían los lodos purgados periódicamente del tratamiento primario. Los lixiviados de las eras de secado se reconducen a cabecera del proceso para su tratamiento.

En el caso del tratamiento de desinfección, la selección entre laguna de maduración, cloración u humedales superficiales, dependerá de la superficie disponible y del grado necesario de eliminación de coliformes fecales (ver capítulo de desinfección).

En las figuras 5.4.12 y 5.4.13 se presentan las dos líneas de tratamiento seleccionadas.

5.4.5.2 Parámetros de diseño

En la Tabla 5.4.1 se muestran los valores recomendados de los principales parámetros de diseño para humedales de flujo vertical y

horizontal, para conseguir los rendimientos establecidos en la Tabla 5.4.2.

En el caso de los humedales de flujo subsuperficial horizontal el cálculo de su superficie viene condicionado por: el caudal de aguas a tratar, las concentraciones de entrada y de salida, la porosidad del material de relleno, la altura de la lámina de agua en el interior del relleno y una constante que tiene en cuenta la temperatura de operación. Además, para determinar la relación Longitud/Anchura del humedal se hace uso de la Ley de Darcy, que describe el movimiento de un líquido a través de un medio poroso.

Por el contrario, el dimensionamiento de los humedales subsuperficiales de flujo vertical se realiza empleando valores de cargas orgánicas superficiales determinadas experimentalmente.

Teniendo en cuenta las necesidades de

Tabla 5.4.1. Parámetros de diseño de humedales artificiales de flujo vertical y horizontal

Parámetros filtro	Vertical	Horizontal
Altura de relleno (m)	1	0.6
Carga orgánica (g BDO5/m ² .d) ¹	20-40	15-25
Carga hidráulica Qmed (l/m ² .d)	70-140	50-90
Número de dosificaciones (dosis/d)	6-12	-

¹ La carga orgánica se calcula en función de la DBO5 del efluente del tratamiento primario

Tabla 5.4.2. Rendimientos operando con humedales de flujo subsuperficial vertical y horizontal

	T. primario	Humedal artificial vertical/horizontal	Eliminación global
DBO ₅ (%)	25-30	85-90	90-95
SS (%)	55-65	80-85	90-95
DQO (%)	25-30	75-80	80-90
CF (u. log)*	-	1-2	1-2

*Unidades logarítmicas eliminadas

superficie para la implantación de los humedales de flujo subsuperficial (del orden de 1.5 m²/habitante para los verticales, y de 2.5 m²/habitante para los horizontales) y la necesidad de dividirlos en subunidades para conseguir un buen reparto del agua a tratar, lo que dificulta la explotación cuando se emplean un gran número de unidades, se ha adoptado como valor máximo del rango de aplicación de los humedales artificiales de flujo subsuperficial los 5,000 habitantes.

Si bien el texto desarrolla tanto los humedales de flujo vertical como los horizontales, los menores requisitos de superficie para su implantación y la menor incidencia de fenómenos de colmatación del material de relleno, conllevan a que los de flujo vertical se vayan imponiendo paulatinamente.

5.4.5.3 Características de las líneas

Rendimientos

En la Tabla 5.4.2 se presentan los rendimientos que se pueden obtener con las líneas de tratamiento adoptadas, operando con temperaturas del agua por encima de los 20 °C.

Influencia de las características del terreno

Al tratarse de una tecnología extensiva, con un mayor requerimiento de superficie para su implantación, las características del terreno juegan un papel importante a la hora de su selección.

Como los humedales artificiales se construyen generalmente por excavación en el terreno (siendo necesaria la impermeabilización del recinto) los terrenos fáciles de excavar, con el nivel freático bajo y de naturaleza impermeable, son los que se adaptan mejor para la implantación de esta tecnología de tratamiento.

La existencia de pendientes moderadas permite que la alimentación intermitente, necesaria en el caso de los humedales artificiales de flujo vertical, pueda realizarse mediante el uso de sifones, evitando bombeos.

Influencia de la temperatura

Como en cualquier tratamiento biológico, la temperatura influye notablemente en el comportamiento de los humedales

artificiales, disminuyendo la superficie necesaria para su implantación a medida que la temperatura aumenta. Para trabajar con margen de seguridad, en el dimensionamiento de los humedales artificiales, se toma como temperatura de diseño la temperatura media del mes más frío.

A modo de ejemplo, para temperaturas medias del mes más frío de 10 °C (partiendo de un agua residual con 300 mg/l de DBO_5 para llegar a alcanzar el requisito de vertido de 40 mg/l), se precisan 2 m²/habitante el caso de los humedales de flujo subsuperficial vertical y 3 m²/habitante para los de flujo horizontal. Si la temperatura del mes más frío se eleva a 20 °C, estos requisitos de superficie se reducen a 1 m²/habitante y 1.5 m²/habitante, respectivamente.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga

Las variaciones diarias de caudal y carga en las aguas a tratar se amortiguan en la etapa de tratamiento primario, dispuesta en cabecera de los humedales de flujo subsuperficial.

Ante situaciones prolongadas de sobrecarga hidráulica/orgánica, los humedales artificiales son tratamientos poco flexibles, al no contar con parámetros de operación regulables, que permitan adaptarse a las nuevas condiciones, lo que puede dar lugar a una calidad del efluente peor a la esperada. Por ello, es muy importante, para garantizar la fiabilidad del tratamiento, que la instalación esté bien dimensionada, de acuerdo a las características del agua de alimentación y a su posible evolución a corto plazo.

Producción y características de los lodos

La producción de lodos en la etapa de tratamiento primario (fosas sépticas/tanques Imhoff) se estima en unos 150-250 L/habitante.año, unos 12-23 gr MS/h.día y

4-6 % de concentración. Estos lodos, dado los elevados tiempos de permanencia en los reactores, se estabilizan vía anaerobia.

Complejidad de explotación y mantenimiento

Las operaciones de explotación y mantenimiento de los humedales artificiales son muy simples, y se limitan a: inspecciones rutinarias, limpieza de las rejillas manuales de desbaste, comprobación del correcto reparto de las aguas sobre la superficie filtrante, verificación del funcionamiento del dispositivo que permite la alimentación intermitente en los humedales de flujo vertical, limpieza del sistema de distribución, siega de la vegetación y gestión de los residuos (rechazos del desbaste, fangos en exceso en el tratamiento primario y subproductos de la siega) y al mantenimiento de la obra civil.

Impactos ambientales

La generación de olores en las fosas sépticas o tanques Imhoff, que se ubican en la cabecera de los humedales artificiales de flujo subsuperficial es muy pequeña y queda localizada en las inmediaciones de las chimeneas de ventilación. Este impacto puede reducirse colocando en estas chimeneas cartuchos de un material absorbente, como puede ser el polvo de carbón vegetal.

Si la pendiente del terreno permite operar por gravedad, el impacto sonoro es nulo, pues se operaría los humedales artificiales sin equipos electromecánicos. Si fuese necesario recurrir a bombeo para la necesaria alimentación a los humedales subsuperficiales de flujo vertical, la escasa potencia necesaria hace que el posible impacto sonoro sea mínimo.

En lo referente a los posibles impactos visuales, estos son positivos, dada la elevada integración ambiental de este tipo de tecnología.

Además, al emplearse en los humedales artificiales la vegetación propia de zonas húmedas aledañas, no existe riesgo de invasión por especies exóticas.

En el caso de deficiencias constructivas (impermeabilización del humedal), o por el deterioro de la instalación, se pueden dar filtraciones que pueden llegar a contaminar las aguas subterráneas.

Estimación de superficie

Para la estimación de las necesidades de superficie de implantación de humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical y horizontal, se ha procedido al dimensionamiento básico de dos ejemplos (uno por cada modalidad de humedal) basados en:

- Los criterios adoptados en el apartado 3.2.3.
- Los parámetros de diseño de la Tabla 5.4.1, adoptando en cada caso los valores medios.
- Las premisas recogidas en el apartado 5.4.5.3.

- Las líneas de tratamiento establecidas en el apartado 5.4.5.1, que constan de: desbaste manual, medidor de caudal, tratamiento primario mediante tanque Imhoff, sifón para la dosificación en el caso de los verticales y los propios humedales artificiales.

- Para su impermeabilización se emplea lámina plástica y lámina de geotextil, por debajo.

- No se ha tenido en cuenta la superficie relativa a los tratamientos de lodos y a la desinfección, que se establece en sus capítulos correspondientes.

Con los datos obtenidos de este dimensionamiento se ha confeccionado unas curvas (Figuras 5.4.14 y 5.4.15), que representan la superficie necesaria para la implantación de humedales artificiales de flujo vertical y horizontal. Todo esto en función del tamaño de la población servida, dentro del rango de población recomendado para la aplicación de este tipo de tecnología de tratamiento.

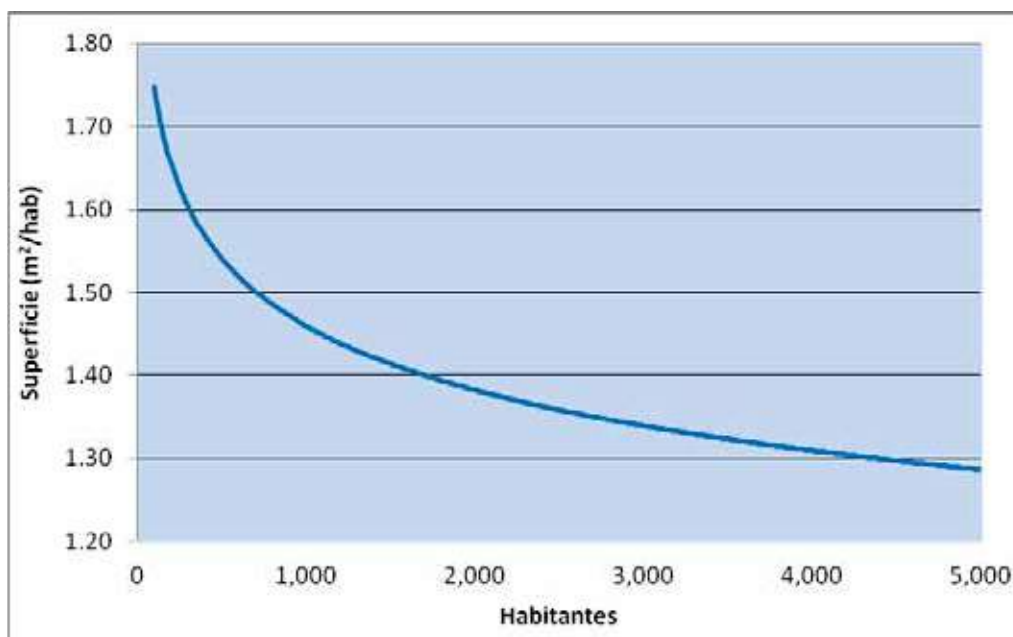


Figura 5.4.14. Requisitos de superficie para la implantación de humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical

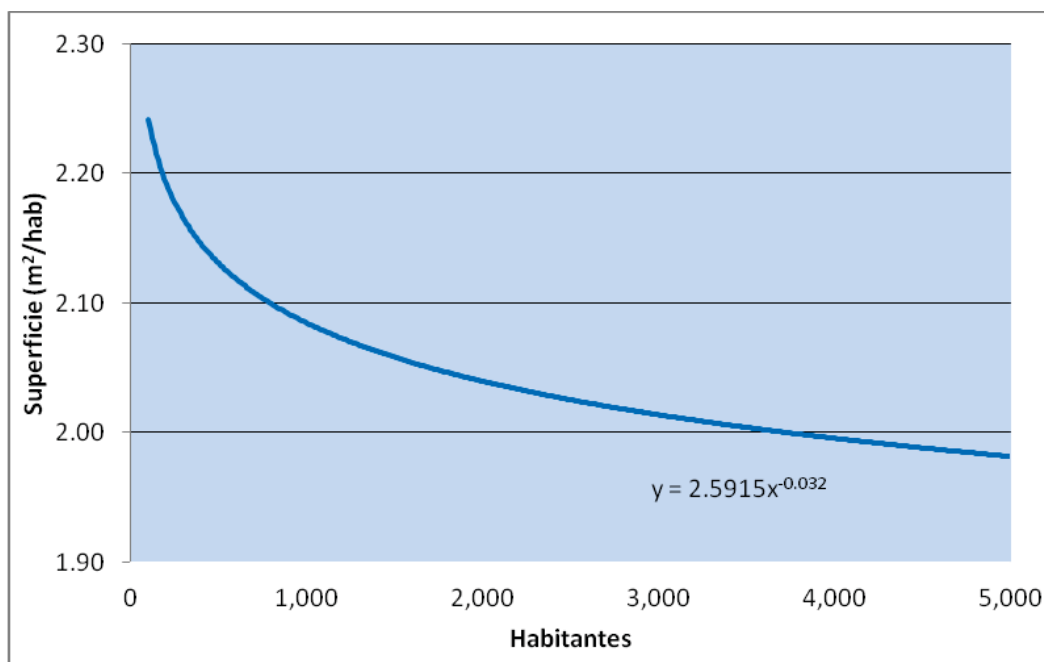


Figura 5.4.15. Requisitos de superficie para la implantación de humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal

Tabla 5.4.3. Superficie necesaria

Habitantes	Superficie (m²/hab)	
	Humedal vertical	Humedal horizontal
100	2.02	2.49
200	1.63	2.20
500	1.34	2.12
1,000	1.35	2.08
1,500	1.35	2.05
2,000	1.35	2.03
5,000	1.51	1.96

Para una mejor comprensión de ambas figuras, la Tabla 5.4.3 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

Costos de implantación

Partiendo de los dimensionamientos básicos comentados en el apartado anterior, se ha procedido a la determinación de los

costos de implantación de los humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical y horizontal para los distintos tamaños de población servidos. En el cálculo de estos costos se han asumido las premisas establecidas en el apartado 5.4.5.

Con los datos obtenidos se han confeccionado dos curvas (Figuras 5.4.16 y 5.4.17), que

representan los costos para la implantación de los humedales artificiales de flujo vertical y horizontal en función del tamaño de la

población servida, dentro del rango de población recomendado para la aplicación de este tipo de tecnología de tratamiento.

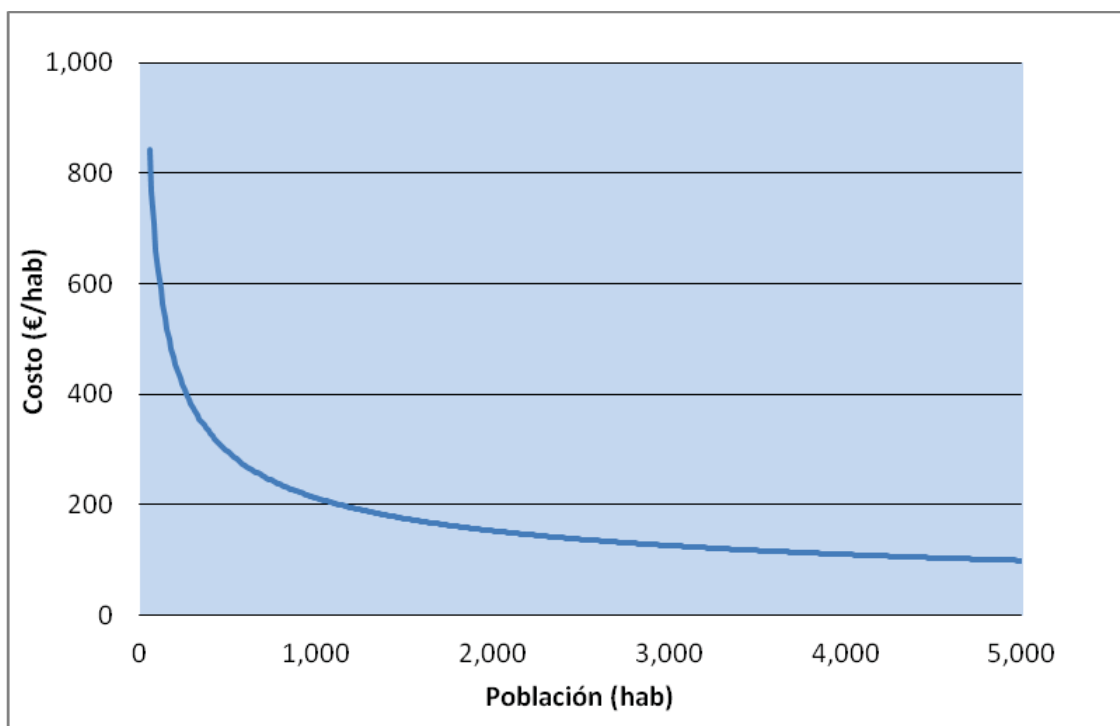


Figura 5.4.16. Costos para la implantación de humedales artificiales de flujo vertical

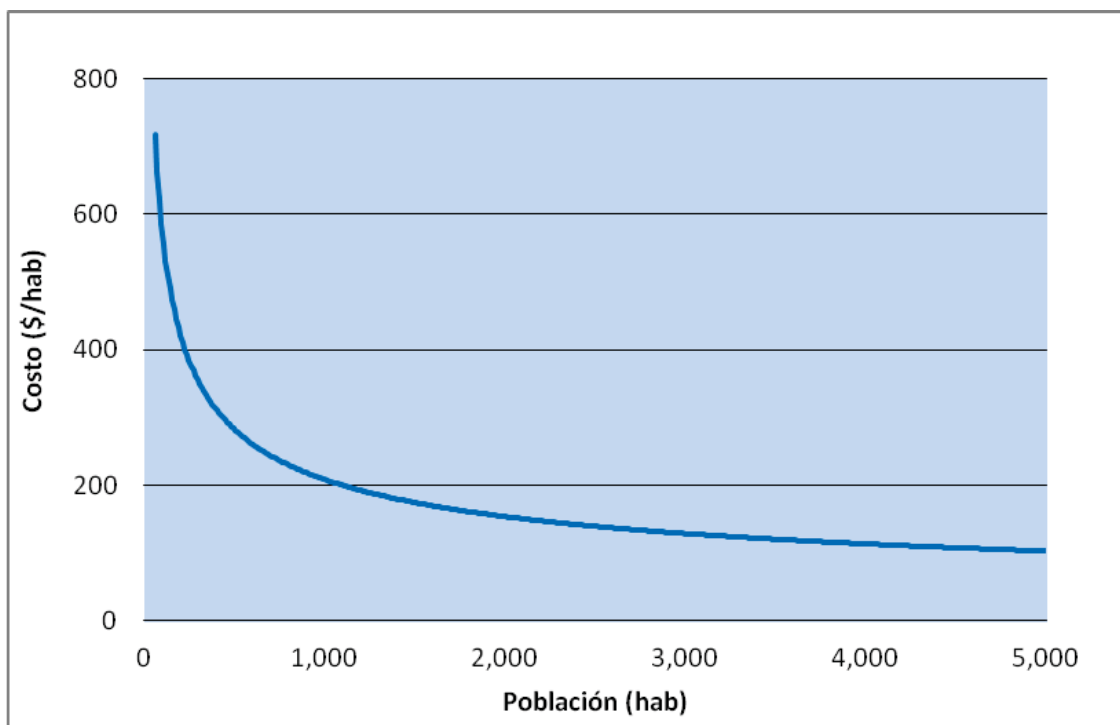


Figura 5.4.17. Costos para la implantación de humedales artificiales de flujo horizontal

Tabla 5.4.4. Costos de implantación

Habitantes	Costo (USD \$/hab)	
	Humedal vertical	Humedal horizontal
100	836	738
200	457	414
500	227	231
1,000	167	167
2,000	137	138
5,000	137	138

Para una mejor comprensión de estas figuras, la Tabla 5.4.4 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

Costos de explotación y mantenimiento

Partiendo de los dimensionamientos básicos comentados en el apartado anterior, se ha procedido a la determinación de los costos anuales de explotación y mantenimiento de los humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical y horizontal, para los

distintos tamaños de población servidos. En el cálculo de estos costos se han asumido las premisas recogidas en el apartado 5.4.5 de este documento.

Con los datos obtenidos se han confeccionado unas curvas (Figuras 5.4.18 y 5.4.19), que representan los costos de explotación y mantenimiento de ambos tipos de humedales artificiales, en función del tamaño de la población servida, dentro del rango de población recomendado para la aplicación de este tipo de tecnología de tratamiento.

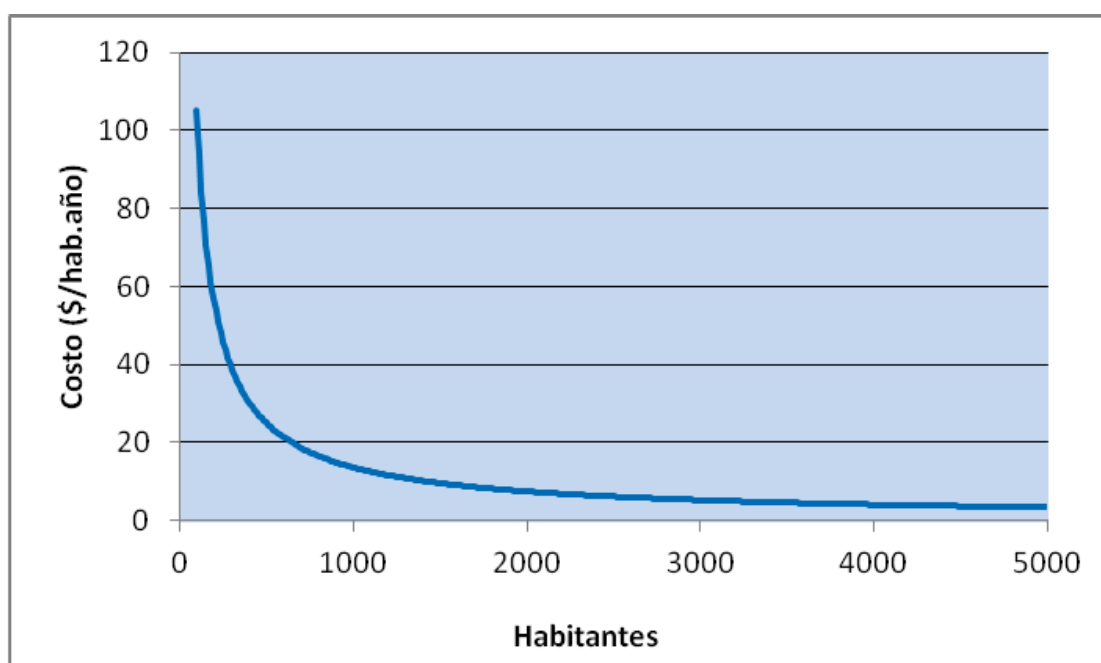


Figura 5.4.18. Costos de explotación y mantenimiento de los humedales artificiales de flujo vertical

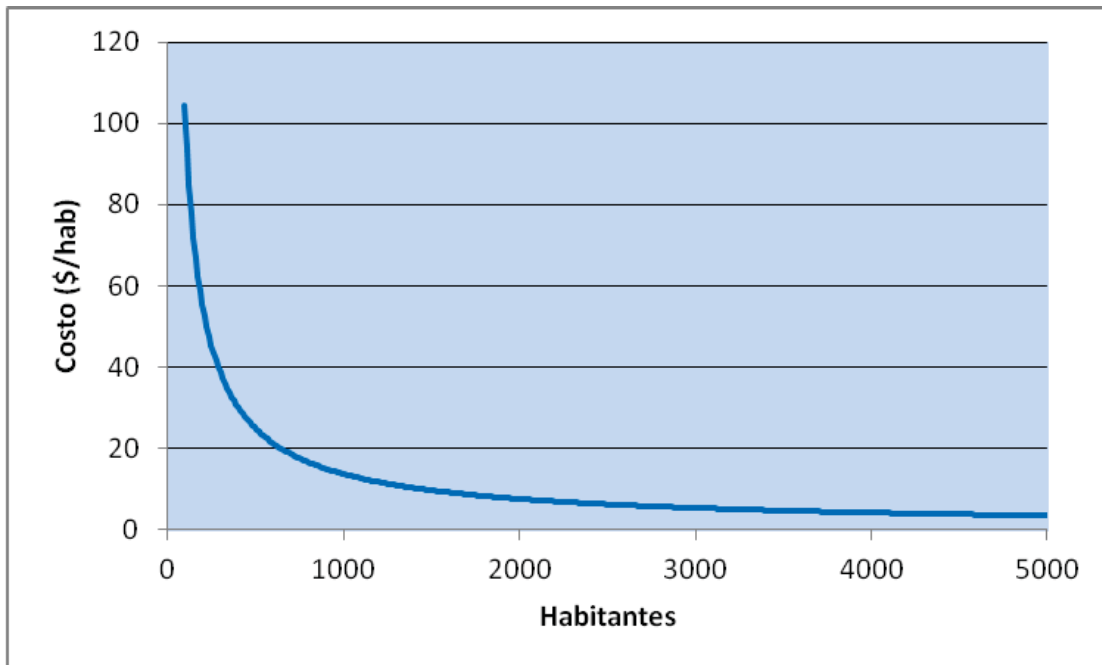


Figura 5.4.19. Costos de explotación y mantenimiento de los humedales artificiales de flujo horizontal

Tabla 5.4.5. Costos de explotación y mantenimiento

Habitantes	Costo (\$/hab.año)	
	Humedal vertical	Humedal horizontal
100	112.7	11.2
200	56.6	56.4
500	23.0	23.0
1,000	11.9	11.9
2,000	6.3	6.4
5,000	4.3	4.3

Para una mejor comprensión de estas figuras, la Tabla 5.4.5 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

La Tablas 5.4.6 y 5.4.7 recogen desglosadas

las distintas partidas que componen los costos de explotación y mantenimiento de la tecnología de humedales artificiales, tanto para la modalidad de flujo vertical como horizontal.

Tabla 5.4.6. Desglose de las partidas que integran los costos de explotación y mantenimiento de los humedales artificiales de flujo vertical

Población	Personal (USD \$/ año)	Energía eléctrica (USD / año)	Mantenimiento obra civil y equipos electromecánicos (USD /año)	Transporte y evacuación de lodos (USD /año)	Control analítico (USD / año)	Total (USD /año)
100	7,956	-	1,053	29	2,232	11,270
200	7,956	-	1,092	57	2,232	11,337
500	7,956	-	1,202	143	2,232	11,533
1,000	7,956	-	1,472	281	2,232	11,941
2,000	7,956	-	2,003	567	2,232	12,758
5,000	11,556	-	4,062	1,414	4,464	21,496

Tabla 5.4.7. Desglose de las partidas que integran los costos de explotación y mantenimiento de los humedales artificiales de flujo horizontal

Población	Personal (USD /año)	Energía eléctrica (USD / año)	Mantenimiento obra civil y equipos electromecánicos (USD /año)	Transporte y evacuación de lodos (USD /año)	Control analítico (USD / año)	Total (USD /año)
100	7,956	-	1,004	29	2,232	11,221
200	7,956	-	1,049	57	2,232	11,294
500	7,956	-	1,212	143	2,232	11,543
1,000	7,956	-	1,472	281	2,232	11,941
2,000	7,956	-	2,017	567	2,232	12,772
5,000	11,556	-	4,107	1,414	4,464	21,541

5.5 Aireación extendida

5.5.1. Descripción de la tecnología

La Aireación Extendida es una variante dentro de los procesos de lodos activos para el tratamiento biológico de las aguas residuales en condiciones aerobias.

Las aguas residuales, tras una etapa de pretratamiento, se introducen en un reactor biológico en el que se mantiene un cultivo bacteriano en suspensión, formado por un gran número de microorganismos agrupados en flóculos denominado “licor mezcla”. Las condiciones aerobias en el reactor se logran mediante aireadores mecánicos (turbinas o eyectores) o difusores. El sistema de

aireación, además de oxigenar permite la homogenización del licor mezcla, evitando la sedimentación de los lodos (Figura 5.5.1).

Tras un tiempo de retención en el reactor, el licor mezcla pasa a un sedimentador secundario que puede ser independiente del reactor o formar parte del mismo, cuya función es separar el efluente depurado de los lodos. Parte de los lodos se recirculan de nuevo al reactor, con objeto de mantener una concentración determinada de microorganismos (MLSS). El resto, denominados lodos en exceso, se purgan periódicamente.

Se distinguen, por lo tanto, cinco operaciones diferenciadas:

Tabla 5.5.I. Edad del lodo en función de la temperatura para estabilizar lodos (ATV-A131)

Temperatura (°C)	12	15	18	20	22	24	26	28
Edad del lodo (días)*	20	16.2	13.1	11.4	9.9	8.7	7.5	6.5

*Estas edades de lodo son suficiente para nitrificar, pero no para desnitrificar

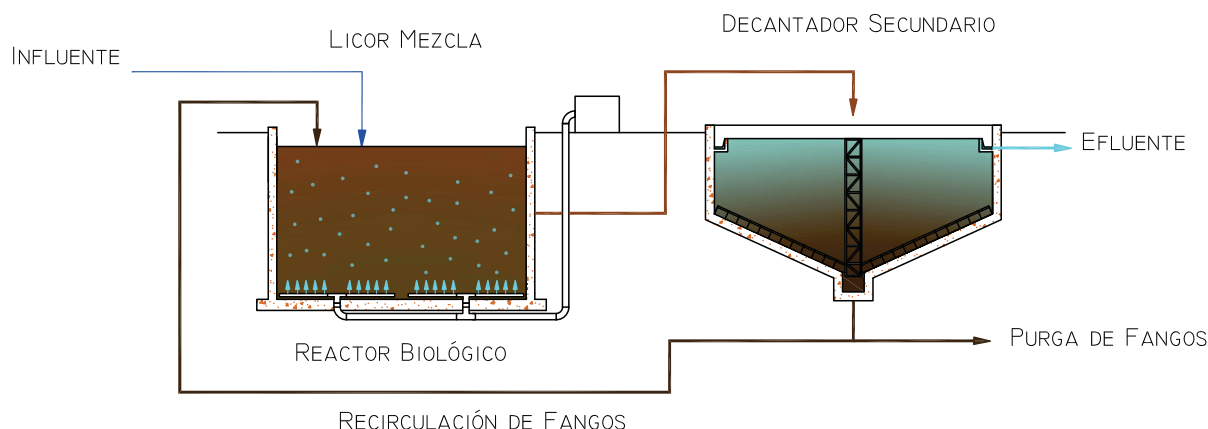


Figura 5.5.I. Esquema de un tratamiento de aireación extendida

- La *oxidación*, que se realiza en el reactor biológico por medio de los microorganismos.
- La *aireación*, que suministra el oxígeno necesario para que se produzcan las reacciones de oxidación realizadas por los citados microorganismos.
- La *decantación*, donde tiene lugar la separación sólido-líquido.
- La *recirculación de lodos*, para mantener la concentración de MLSS en el reactor.
- La *extracción de los lodos en exceso*.

La edad del lodo y la carga másica son los dos parámetros fundamentales de diseño y operación de este tipo de procesos. La edad del lodo corresponde al tiempo de retención de los microorganismos en el reactor y se mide en días. La carga másica se define como la relación entre la materia orgánica que entra al reactor por unidad de tiempo y la cantidad de microorganismos existentes en el reactor y se mide en $\text{kg DBO}_5/\text{kg MLSS} \cdot \text{día}$.



Figura 5.5.2. PTAR de aireación extendida

Tanto el volumen del reactor, como la concentración del licor mezcla y de los lodos en exceso dependen de estos dos parámetros.

La aireación extendida opera con alta edad del lodo, baja carga másica y altos tiempos de retención hidráulica, con objeto de estabilizar los lodos del reactor biológico, dependiendo estos parámetros de la temperatura. En la Tabla 5.5.I se relaciona la temperatura con la edad del lodo mínima necesaria para eliminar la DBO_5 y estabilizar los lodos, sin tener en cuenta la eliminación del nitrógeno.



Figura 5.5.3. Esquema de un tratamiento de aireación extendida con desnitrificación

Este tratamiento no necesita un tratamiento primario y genera unos lodos ya estabilizados, como consecuencia del alto tiempo de permanencia de los microorganismos en el sistema. Por tanto, solo precisan ser deshidratados antes de su evacuación final.

5.5.1.1. Reactor biológico

El reactor biológico puede tener distintas configuraciones en función del régimen de mezcla (mezcla completa o flujo pistón), o del régimen de alimentación (continuo o discontinuo). Lo habitual es que sea de alimentación continua y trabaje en régimen próximo a la mezcla completa, lo que permite absorber mejor las variaciones de carga diarias. Los reactores que más se aproximan a la mezcla completa son los rectangulares (con relación longitud/anchura < 3), los circulares y los canales de oxidación.

El tratamiento de aireación extendida que se propone en esta línea de tratamiento es para reducir exclusivamente la materia carbonada (DBO_5), pero si se quiere reducir además nitrógeno, esto se puede conseguir con algunas adecuaciones del proceso. Dado que las edades de los lodos empleadas en los reactores de aireación extendidas son superiores a las necesarias para la nitrificación, puede incluirse una etapa anóxica en cabecera para desnitrificar (convertir los nitratos en

nitrógeno gaseoso), si bien la edad del lodo debe incrementarse alrededor de un 25 % sobre los valores establecidos en la Tabla 5.5.1.

Además, debe implantarse un bombeo de recirculación interna del efluente depurado. La nitrificación-desnitrificación tiene como ventajas adicionales una mejora en la decantación del licor mezcla y un ahorro apreciable en la energía de aireación, debido a que una parte importante de la DBO_5 se oxida empleando el oxígeno contenido en los nitratos. Es por ello que este oxígeno no es necesario aportarlo a través del sistema de aireación. Sus inconvenientes derivan de una mayor complejidad de operación y de la inclusión de un nuevo bombeo (Figura 5.5.3).

El fósforo puede eliminarse de forma biológica, mediante la implantación de una cámara anaerobia en cabecera de la instalación, pero este método no es aconsejable por su complejidad (salvo en el caso de plantas muy grandes, fuera del rango de estas recomendaciones). En el caso de que, por verter a zonas sensibles o en peligro de eutrofización, fuera necesario eliminar el fósforo, el método más recomendable en nuestro caso es la vía química, mediante la adición de sales de hierro o de aluminio y laco-precipitación del fósforo en el reactor biológico.



Figura 5.5.4. Sistemas de aireación: difusores, turbina y eyectores tipo Venturi

5.5.1.2. Sistemas de aireación

Los principales sistemas de aireación son: la *aireación por difusión de burbujas* (a través de difusores sumergidos, tubos perforados o eyectores tipo Venturi) y la *aireación mecánica* (agitación del licor mezcla mediante sistemas superficiales: turbinas o rotores, o sistemas sumergidos) (Figura 5.5.4). En el caso de aireación por difusores o tubos perforados, el sistema de aireación además de estos elementos, está formado por las conducciones de aire, los compresores o soplantes y demás equipos por donde circula el aire. El aire disuelto realiza dos funciones fundamentales: agitar el licor mezcla, manteniendo los flóculos en suspensión, y transferir de forma eficiente el oxígeno a los microorganismos.

Las necesidades teóricas de oxígeno dependen de la DBO_5 a eliminar, del volumen y la masa de microorganismos presentes en el reactor biológico y de la punta de carga diaria. En países con altas temperaturas como El Salvador, los volúmenes necesarios para el reactor biológico son menores que en los países más fríos, al necesitar edades de lodos inferiores. En consecuencia, el oxígeno teórico necesario es menor para una carga orgánica similar.

Para determinar las necesidades reales de oxígeno a suministrar por los distintos tipos de aireadores, es necesario convertir su capacidad estándar a las condiciones reales del reactor biológico (concentración del licor mezcla, geometría del reactor, valor de la saturación de oxígeno en la cuba, nivel de oxígeno disuelto a mantener en el reactor, temperatura y presión barométrica debida a la altitud, entre otras). Esta conversión se realiza mediante el coeficiente de transferencia, que en las condiciones de El Salvador podría oscilar entre 0.55, con temperatura de 22 °C y altitud de 1,000 m y 0.65, con temperaturas de 18 °C a nivel del mar.

Las necesidades de agitación de los aireadores mecánicos superficiales varían entre 20 y 30 W/m^3 de reactor, según el diseño del aireador y de la geometría del tanque. En los sistemas que emplean difusores para conseguir un buen mezclado, el aporte de aire varía entre 0.010 y 0.015 $m^3/min.m^3$ de reactor (Tchobanoglous y Burton, 1991).

Los sistemas de aireación mediante turbinas o eyectores permiten una profundidad del reactor de hasta 4 m y los sistemas mediante difusores de hasta 9 m. Desde el punto de vista energético, los sistemas más eficientes son los difusores de burbuja, pero su costo de mantenimiento es muy alto.



Figura 5.5.5. Sistema de inyección de aire mediante compresores

Las turbinas son más robustas pero menos eficientes. El sistema de menor rendimiento es el de eyectores tipo Venturi con bombas sumergibles, sin embargo, su mantenimiento es el más sencillo y de menor costo.

Para conseguir una buena eficiencia energética del sistema de aireación es fundamental contar con un sistema de regulación de oxígeno en el reactor, que será más o menos complejo en función del tamaño de la PTAR y de los condicionantes específicos en cada caso concreto. La regulación mínima recomendable consiste en la utilización de temporizadores programables de puesta en marcha-parada de los equipos de aireación, utilizando para su programación un medidor de oxígeno disuelto portátil. Para las instalaciones más

grandes, o con capacidad técnico económica suficiente, la regulación se podría realizar mediante un sistema de control automático del oxígeno disuelto en el reactor, mediante sonda fija para medida en continuo del oxígeno y controlador programable para puesta en marcha-parada de los equipos de aireación. Es recomendable que la medida de oxígeno disuelto incluya indicador y registro en continuo de la misma.

En ambos casos se deberá estudiar la modulación de los equipos de aireación para posibilitar el funcionamiento continuo de al menos uno de los equipos, lo que permitirá mantener en suspensión el licor mezcla.

5.5.1.3. Sedimentación secundaria

Los sedimentadores pueden ser por su geometría, circulares o rectangulares, y por el sistema de decantación, estáticos o con arrastre de fangos mediante rasquetas (Figura 5.5.6.). Para plantas pequeñas o medianas se recomienda la utilización de decantadores estáticos, por la ausencia de mecanismos móviles. La necesidad de utilizar en este tipo de decantadores paredes muy inclinadas ($>50^\circ$) para asegurar el arrastre de los lodos hacia el fondo, hace que se incremente su profundidad al aumentar su diámetro,



Figura 5.5.6. Sedimentadores secundarios: a) circular estático, con flujo vertical y b) circular con rasquetas y puente móvil

hasta hacerlos inviables. Por ello, en plantas grandes o en casos en que existen limitaciones en la profundidad de excavación, se recomienda la utilización de decantadores con rasquetas y puente móvil. En ambos casos, la altura de la lámina de agua de los sedimentadores no será inferior a los 3 metros.

5.5.1.4. Recirculación y purga de lodos

Se recomienda una capacidad de bombeo entre el 100 y 150 % del caudal medio de entrada al reactor biológico, debiéndose estudiar adecuadamente la modulación de las bombas, incluyendo una unidad de reserva. Para poder regular el caudal de recirculación conviene adoptar temporizadores o variadores de velocidad.

La purga de lodos en exceso puede realizarse de forma automática o manual, siendo esta última más habitual en pequeñas poblaciones, dado que las características del proceso de

aireación extendida permite una periodicidad de extracción mucho más espaciada en el tiempo que otro tipo de procesos, lo que facilita la explotación.

5.5.2. Tipos de procesos de aireación extendida

Dentro de los diferentes tipos de procesos de aireación extendida podemos destacar: el sistema convencional, los reactores secuenciales discontinuos (SBR en sus siglas en inglés) y los canales de oxidación.

Procesos convencionales

El sistema convencional es el más utilizado dentro de los procesos de aireación extendida y se caracteriza por disponer de un reactor biológico cuadrado o rectangular, de mezcla completa, alimentación continua y con una etapa de decantación separada del propio reactor. Es el proceso objeto de la línea de tratamiento que se propone.

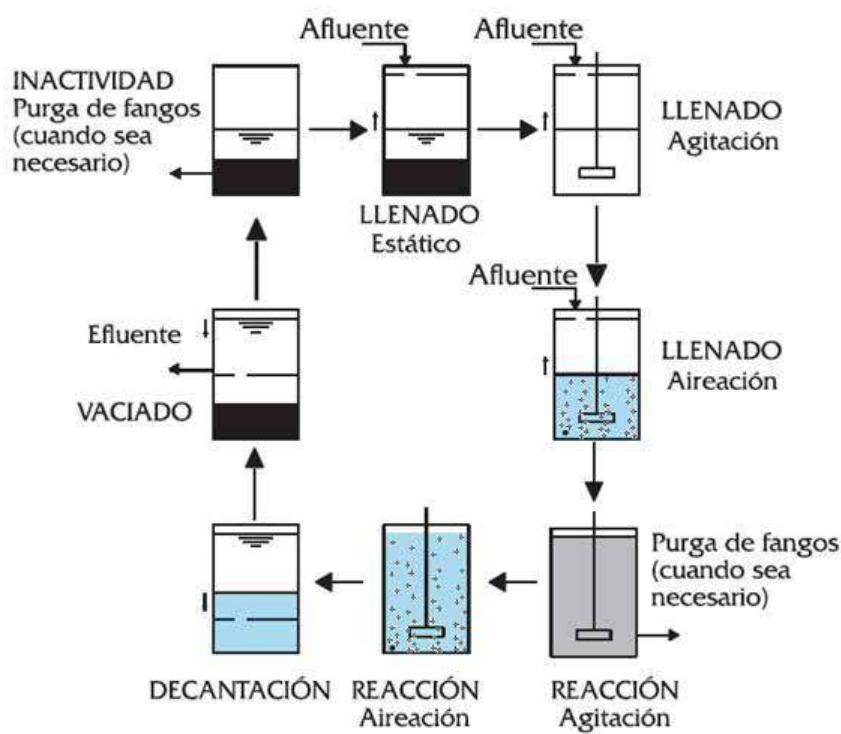


Figura 5.5.7. Esquema del ciclo de funcionamiento de un SBR



Figura 5.5.8. Sistema SBR de la PTAR de Alp (España)

Reactores secuenciales discontinuos

Los reactores secuenciales discontinuos (SBR) presentan la peculiaridad de que las reacciones biológicas y la decantación se realizan en un solo reactor, en etapas separadas temporalmente. Los SBR operan en ciclos que se componen de las siguientes fases: a) llenado, b) reacción, c) sedimentación, d) vaciado y d) fase inactiva, tal como se refleja en la Figura 5.5.7.

La duración de cada una de las fases y del ciclo completo del tratamiento se programa en función de los objetivos de depuración que se quieran alcanzar. Asimismo, los ciclos operativos se pueden modificar en función de las características del influente y de las exigencias de calidad impuestas al efluente depurado.

Los SBR ocupan una superficie menor que la aireación extendida, al no necesitar sedimentación secundaria, se adaptan bien a las variaciones de caudal y carga, su eficiencia en la eliminación de DBO_5 , nitrógeno y fósforo es alta y su consumo energético es similar al de la aireación extendida.

No se han adoptado dentro de una línea de tratamiento alternativa por la complejidad de su funcionamiento, su mayor costo de implantación, la necesidad de contar con sistemas de control sofisticados (PLC) que permitan programar sus secuencias de



Figura 5.5.9. Canal de oxidación

trabajo y por exigir un personal altamente cualificado.

Canales de oxidación

Este proceso varía fundamentalmente respecto del convencional, por la geometría del reactor biológico. El reactor consiste en un canal oval o circular, de sección cuadrada o trapezoidal, equipado con dispositivos de aireación e impulsión, seguido de un sedimentador secundario (Figura 5.5.9). El licor mezcla circula por el canal a una velocidad constante (valores típicos entre 0.25-0.35 m/s) impulsado por aireadores mecánicos superficiales, casi siempre rotores horizontales, o por aceleradores de corriente en caso de aireación mediante difusores.

La disposición geométrica de los canales provoca una recirculación constante del licor mezcal, con una tasa respecto al caudal de alimentación (agua residual a tratar) de 60 o 120 veces, lo que provoca una gran dilución del influente y un funcionamiento cercano a un régimen de mezcla completa.

Los canales de oxidación pueden considerarse una variante a los reactores convencionales de aireación extendida y todas las observaciones que se realizan en este capítulo sirven para ambos. También son similares sus parámetros y métodos de diseño, simplificando los procesos de nitrificación-desnitrificación.

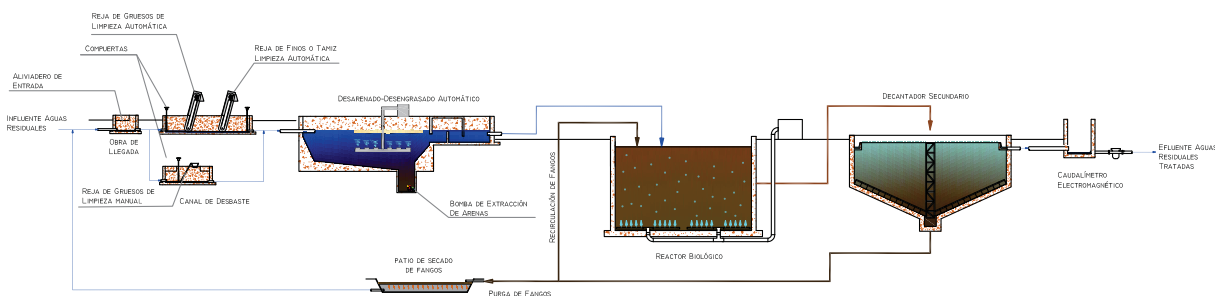


Figura 5.5.10. Ejemplo de diagrama de flujo de una aireación extendida

Línea de tratamiento propuesta

5.5.2.1. Descripción de la línea

Se adopta un sistema de aireación extendida para la eliminación de la materia carbonada (DBO_5) exclusivamente.

La línea de agua se compone de una obra de llegada, pretratamiento mediante desbaste, con rejas de gruesos de 30 mm seguida de finos de 10 mm, desarenado y desengrasado, reactor biológico, sedimentación secundaria, recirculación de lodos y purga de lodos en exceso.

El desbaste, el desarenado y el desengrasado podrá ser manual en el caso de pequeñas poblaciones. Por otro lado, es recomendable la adopción de rejas o tamices de limpieza automática y desarenadores-desengrasadores aireados, cuando se trate de grandes poblaciones, o cuando existan condiciones específicas que permitan la sostenibilidad de estos sistemas.

Los distintos sistemas de aireación a implantar, así como su regulación y el ámbito de aplicación, se describen en el apartado 5.5.1.2 de este capítulo.

Los sedimentadores secundarios serán generalmente estáticos de flujo vertical, en el caso de pequeñas y medianas poblaciones, y con rasquetas y puente móvil en las grandes poblaciones.

Además, se deberá analizar la capacidad de gestión en cada caso para asegurar la sostenibilidad de estos sistemas. El tratamiento de desinfección se realizará generalmente mediante cloración, según se especifica en el capítulo 6 de este documento.

La línea de tratamiento de lodos incluye unas eras de secado, o cualquier otro sistema de los especificados en el capítulo 7. A continuación, se desarrolla un ejemplo de línea de tratamiento de aireación extendida con desbaste automático y desarenador-desengrasador aireado (Figura 5.5.10).

5.5.2.2. Parámetros de diseño

En la Tabla 5.5.2 se recogen los valores que habitualmente se emplean para los diferentes parámetros de diseño en tratamientos de aireación extendida, para temperaturas entre 18 y 24°C y entre el nivel del mar y mil metros de altitud (Tabla 5.5.2).

5.5.2.3. Características de la línea de tratamiento

Rendimientos

En la Tabla 5.5.3 se recogen los rendimientos medios habituales que se alcanzan con la línea propuesta en el apartado anterior, con temperaturas del agua residual por encima de los 22°C y adoptándose los parámetros de diseño recogidos en la Tabla 5.5.2.

Tabla 5.5.2. Parámetros de diseño de una aireación extendida

Parámetros reactor biológico	Valor
Edad del lodo (d)	9-13
Carga másica (kg DBO ₅ /kg MLSS . d)	0.14-0.18
Tiempo de retención hidráulica (h)	14-21
Sólidos en suspensión en el reactor (g/l)	3-5
Oxígeno disuelto en el reactor biológico (mg/l)	2.0
Relación de recirculación Q _r /Q (%)	100-150
Lodos en exceso (kg MS/Kg de BO5 elimin.d)	0.8-1.0
Necesidades de oxígeno en la aireación _l (kg O ₂ /kg DBO ₅ eliminado)	1.9-2.8
Parámetros sedimentación secundaria	Valor
Carga hidráulica (m ³ /m ² .h)	≤ 0.5 a Q _{medio} ≤ 1.0 a Q _{máximo}
Carga de sólidos (kg SS/m ² .h)	≤ 2.0 a Q _{medio} ≤ 3.5 a Q _{máximo}
Tiempo de retención hidráulica (h)	≥ 2.5aQ _{medio}
Profundidad (m)	≥ 3
Caudal en vertedero (m ³ /ml.h)	≤ 5 a Q _{medio} ≤ 10 a Q _{máximo}

^lSe trata del O₂ real, después de tener en cuenta el coeficiente de transferencia

Tabla 5.5.3. Eliminación obtenida en la aireación extendida

Parámetros	Eliminación obtenida
DBO ₅ (%)	85-95
SS (%)	85-95
DQO (%)	80-90
CF (u. log)*	I

*Unidades logarítmicas eliminadas

Influencia de las características del terreno

Al requerirse poca superficie para la construcción de este tipo de tratamiento, las características del terreno disponible para su implantación ejercen una escasa influencia sobre su posible elección. No obstante, al construirse normalmente el reactor y la etapa de decantación por excavación, aquellos terrenos fáciles de escavar y con el

nivel freático bajo, serán los que reúnan las mejores condiciones para la implantación de este tipo de tratamiento.

Influencia de la temperatura

La temperatura es el factor que más influye en el comportamiento de este tipo de tratamiento, al igual que ocurre en todos los que se basan en procesos biológicos, dado que la velocidad de estos procesos se incrementa con la temperatura.

La temperatura influye en el cálculo del volumen del reactor biológico al determinar la edad del lodo y la carga másica necesarias para conseguir la estabilización de los lodos activos. También, influye en las necesidades de oxígeno, en el nivel de solubilidad de éste en el agua (disminuye al incrementarse la temperatura), en la transferencia de gases y en las características de sedimentación del licor mezcla.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga

En general, se trata de un tratamiento fiable y flexible, siempre que se lleve a cabo un diseño adecuado. Al operar con tiempos de retención muy altos, el reactor biológico presenta una elevada capacidad para absorber las variaciones diarias de caudal y de contaminación, soportando puntas superiores a tres veces la contaminación media, sin que el proceso se vea afectado, siempre que se disponga de la suficiente capacidad de aireación.

Sin embargo, la etapa de decantación es especialmente sensible a las sobrecargas hidráulicas y, por tanto, requiere un dimensionamiento acorde a los caudales punta que pueda recibir la instalación. Este es un aspecto crítico que puede afectar a la versatilidad del tratamiento.

En época de lluvias y en el caso de redes unitarias, el proceso puede verse afectado por un fenómeno de arrastre de sólidos del reactor biológico al decantador secundario y, como consecuencia, a los efluentes tratados. Si en este caso se recibe el caudal máximo admisible en la instalación, durante un tiempo superior a la capacidad de retención de sólidos del decantador, la calidad del efluente se verá afectada.

La aireación extendida es también flexible a variaciones estacionales, mediante la modificación de los parámetros de funcionamiento (edad del fango, carga másica, concentración del licor mezcla), siempre que la decantación secundaria tenga la capacidad hidráulica suficiente.

Producción y características de los lodos

Al no precisar de tratamiento primario, la aireación extendida no genera lodos primarios.

Los lodos en exceso que se generan en el tratamiento biológico están estabilizados, presentando una concentración de materia volátil entre un 50 y 60 %. Su producción alcanza los 0.8-1.0 kg de materia seca/kg DBO₅ eliminado, en función de la edad del fango y de la relación SS/DBO₅ del agua bruta, que significa unos 32-48 gr MS/h.día y una concentración 0.8-1.2 %.

Los lodos purgados pueden someterse o no a procesos de espesamiento previamente a su deshidratación, que normalmente se realiza en eras de secado, si se dispone de terreno suficiente, o en sistemas de filtración sencillos como los sacos filtrantes. En plantas grandes se suelen utilizar sistemas mecanizados de deshidratación, como los filtros banda o las centrífugas.

Complejidad de explotación y mantenimiento

Debido al número de parámetros a controlar, se trata de un tratamiento que presenta cierta complejidad de explotación y, por tanto, si se quiere mantener una calidad del efluente estable, se recomienda la presencia continua de personal cualificado, al menos en las plantas de mayor tamaño. Además, los equipos electromecánicos necesitan un mantenimiento tanto preventivo como correctivo.

El tema más importante desde el punto de vista de operación de la instalación es el control del oxígeno disuelto en el reactor biológico, que precisa al menos de un medidor de este parámetro, que hay que mantener de forma continua. En plantas medianas y grandes se suelen incluir sistemas automáticos, que controlan la inyección de aire en función del oxígeno disuelto en el reactor. La eficiencia energética de este tratamiento depende del funcionamiento de estos controles.



Impactos medioambientales

La aireación extendida produce impactos sonoros asociados, básicamente, al funcionamiento de los equipos de aireación (compresores, soplantes, turbinas, etc.), que pueden ser parcialmente amortiguados mediante el aislamiento o insonorización de estos equipos.

El nivel de olor generado es bajo, debido a la ausencia de fangos primarios y a que los fangos en exceso extraídos se encuentran estabilizados.

Los impactos visuales vienen condicionados por la forma, más o menos elevada, en que se lleve a cabo la implantación de los distintos elementos constitutivos del tratamiento.

Estimación de superficie

Para la estimación de las necesidades de superficie de implantación de aireaciones extendidas, se ha procedido al dimensionamiento básico de un ejemplo basado en:

- Las premisas recogidas en el apartado 3.2.3.
- Los parámetros de diseño de la Tabla 5.5.2..
- La línea de tratamiento establecida en el apartado anterior con las siguientes

consideraciones: a) para poblaciones de 500-20,000 se adopta, desbaste manual, desarenado estático, medidor de caudal manual, reactor biológico y sedimentador secundario; b) para poblaciones entre 20,000-50,000 se adopta, desbaste automático, desarenado-desegranador aireado, medidor de caudal automático, reactor biológico y sedimentador secundario con rasquetas.

- Respecto a la regulación de oxígeno disuelto, en poblaciones de hasta 20,000 habitantes, se adoptan temporizadores programables de equipos de aireación y medidor de oxígeno portátil. Para poblaciones mayores de 20,000 habitantes, se adoptan sistemas automáticos mediante medida de oxígeno en continuo.
- No se ha tenido en cuenta la superficie relativa a los tratamientos de fangos y desinfección que se establece en sus capítulos correspondientes.

Con los datos obtenidos de este dimensionamiento se ha confeccionado una curva (Figura 5.5.11) que representa la superficie necesaria para la implantación de aireaciones extendidas en función del tamaño de la población servida, dentro del rango de población recomendado para la aplicación de este tipo de tecnología de tratamiento.

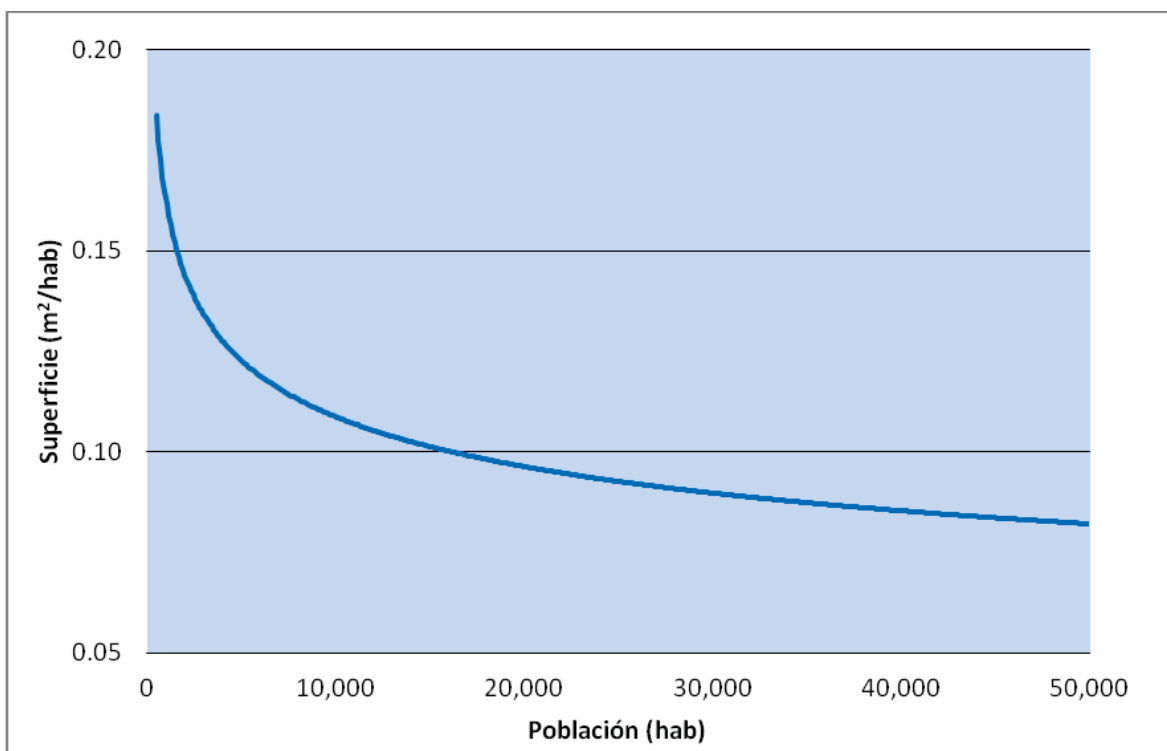


Figura 5.5.11. Requisitos de superficie para la implantación de aireaciones extendidas

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 5.5.4 recoge los valores que se han empleado para su trazado:

Tabla 5.5.4. Requisitos de superficie

Población	Superficie (m²/hab)
500	0.22
1,000	0.16
2,000	0.13
5,000	0.11
10,000	0.09
15,000	0.10
20,000	0.09
25,000	0.10
30,000	0.10
40,000	0.09
50,000	0.09

Costos de implantación

Partiendo de los dimensionamientos básicos comentados en el apartado 3.2 se ha procedido a la determinación de los costos de implantación de las aireaciones extendidas, para los distintos tamaños de población servidos. En el cálculo de estos costos se han asumido las premisas establecidas en el apartado 5.3.3. Igualmente, se ha incluido una partida para la adquisición del material de laboratorio necesario (bomba de vacío, estufa y balanza de precisión), y para el control rutinario de las concentraciones de biomasa en el interior del reactor.

Con los datos obtenidos se ha confeccionado una curva (Figura 5.1.12) que representa los costos para la implantación de aireaciones extendidas. Todo esto en función del tamaño de la población servida, dentro del rango de población recomendado para la aplicación de este tipo de tecnología de tratamiento.

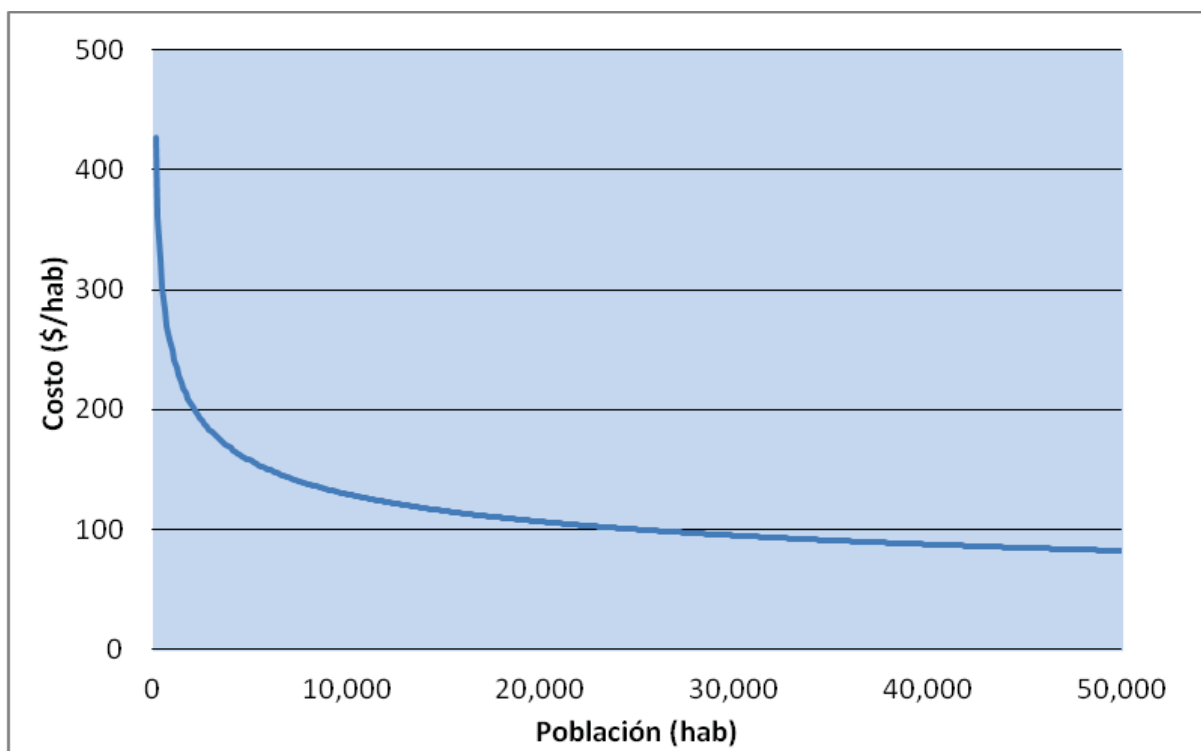


Figura 5.5.12. Costos para la implantación de aireaciones extendidas

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 5.5.5 recoge los valores que se han empleado para su trazado:

Tabla 5.5.5. Costos de implantación

Población	Costo (USD \$/hab)
500	443
1,000	270
2,000	175
5,000	131
10,000	98
15,000	93
20,000	87
25,000	123
30,000	115
40,000	104
50,000	97

Para poblaciones inferiores a 500 habitantes, se recurre al empleo de unidades de aireación extendida prefabricadas. Los costos de implantación de estas unidades oscilan entre 1,200 y 750 USD \$/habitante, para poblaciones de 100 y 200 habitantes, respectivamente.

Costos de explotación y mantenimiento

Partiendo de los dimensionamientos básicos comentados en el apartado 5.5.3, se ha procedido a la determinación de los costos anuales de explotación y mantenimiento de la tecnología de aireación extendida para los distintos tamaños de población servidos. En el cálculo de estos costos se han asumido las premisas recogidas en el apartado 3.2.3 de este documento.

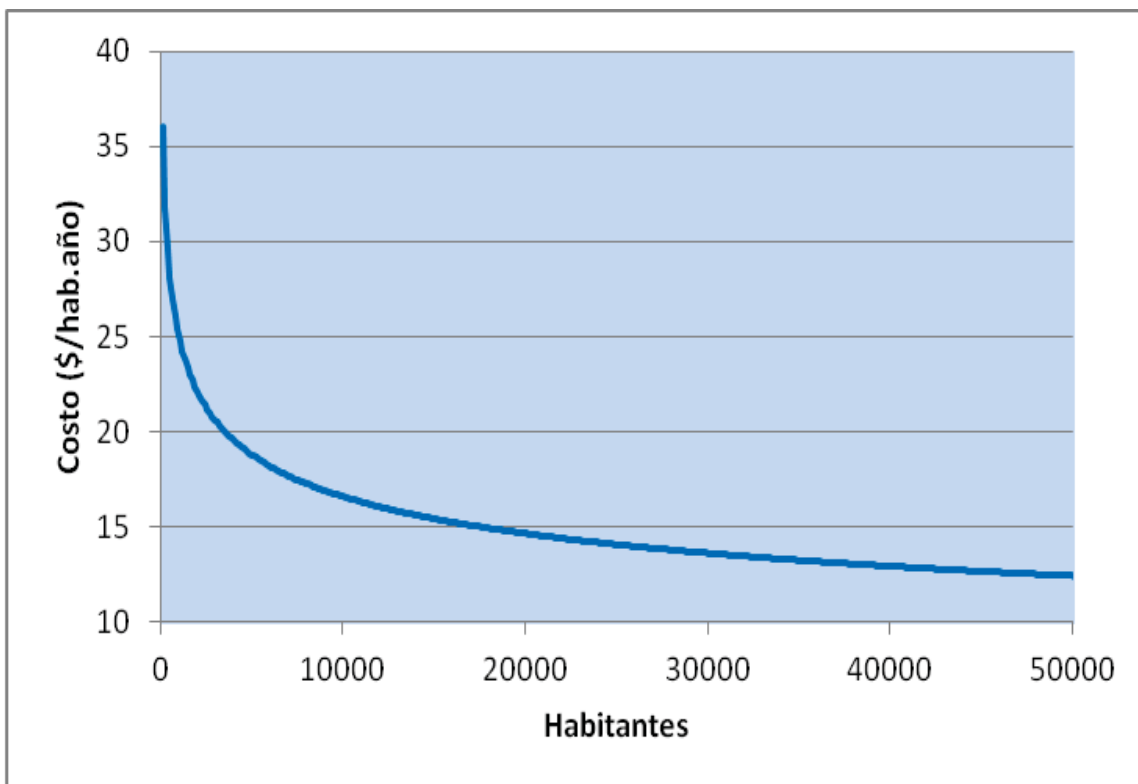


Figura 5.5.13. Costos de explotación y mantenimiento de las aireaciones extendidas

Tabla 5.5.6. Costos de explotación y mantenimiento

Población	Costo (USD \$/hab.año)
500	38.2
1,000	24.1
2,000	17.4
5,000	17.0
10,000	15.5
15,000	14.3
20,000	13.9
25,000	14.6
30,000	14.5
40,000	14.0
50,000	13.9

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 5.5.6 recoge los valores que se han empleado para su trazado:

La Tabla 5.5.7 recoge desglosadas las distintas partidas que componen los costos de explotación y mantenimiento de la tecnología de aireación extendida, para los diferentes tamaños de población tratados:

Por debajo de los 500 habitantes, cuando se recurre al empleo de unidades prefabricadas de aireación extendida, los costos de explotación y mantenimiento oscilan entre 140 y 75 USD \$/hab.año, para 100 y para 200 habitantes, respectivamente.

Tabla 5.5.7. Desglose de las partidas que integran los costos de explotación y mantenimiento de las Aireaciones Extendidas

Población	Personal (USD \$/año)	Energía eléctrica (USD \$/año)	Mantenimiento obra civil y equipos electromecánicos (USD \$/año)	Transporte y evacuación de lodos (USD \$/año)	Control analítico (USD \$/año)	Total (USD \$/año)
500	9,418	4,108	2,750	603	2,232	19,111
1,000	9,418	8,217	3,051	1,206	2,232	24,124
2,000	10,051	16,433	3,604	2,411	2,232	34,731
5,000	20,851	46,277	6,518	6,791	4,464	84,901
10,000	20,851	92,555	9,130	13,581	4,464	140,581
15,000	20,851	154,132	12,163	22,617	4,464	214,227
20,000	22,327	205,510	15,631	30,156	4,464	278,088
25,000	22,327	256,687	41,760	37,695	6,624	365,093
30,000	29,527	308,264	46,022	45,233	6,624	435,670
40,000	29,527	411,019	53,617	60,311	6,624	561,098
50,000	30,902	513,774	60,189	75,389	13,248	693,502

5.6 Contactores Biológicos Rotativos

5.6.1. Descripción del proceso

Los Contactores Biológicos Rotativos (CBR) son sistemas de tratamiento de las aguas residuales, en los que los microorganismos se hallan adheridos a un material soporte, semisumergido en el agua residual. El material soporte (discos o cilindros) gira lentamente

(1-2 rpm) sobre un eje, exponiendo su superficie alternativamente al agua y al aire, estimándose que el 40 % de su superficie debe estar siempre bajo el agua. Sobre el soporte se desarrolla, de forma natural y gradualmente, una película de biomasa bacteriana, que emplea como sustrato la materia orgánica soluble presente en el agua residual y que toma el oxígeno necesario para su respiración del aire atmosférico, durante la fase en que el soporte se encuentra fuera del agua (Figura 5.6.1).

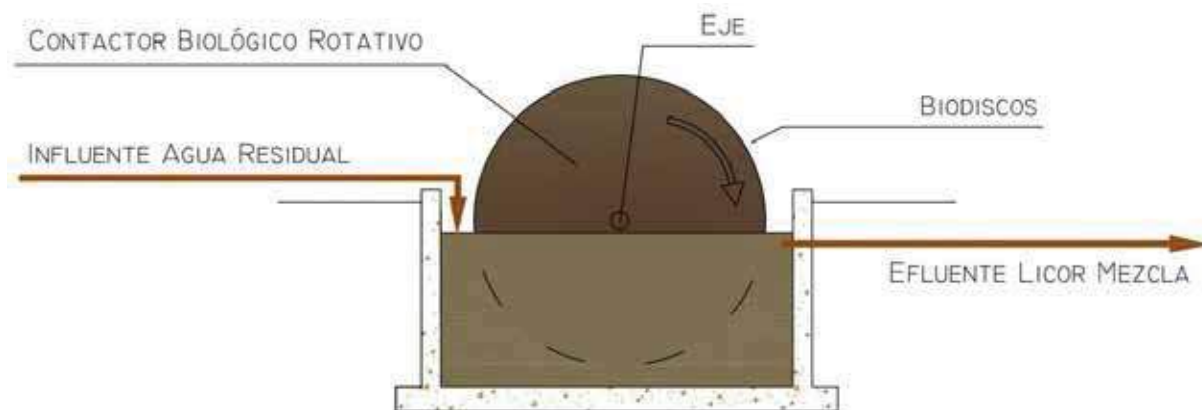


Figura 5.6.1. Contactor Biológico Rotativo (CBR)

La cantidad de aire captado durante la fase de emersión es suficiente para cubrir el consumo por parte de los microorganismos de la biopelícula durante la fase de inmersión y para mantener las condiciones aerobias en el tanque donde se sumergen los contactores. La biomasa presente en el tanque (que se mantiene en suspensión gracias al giro de los contactores) ejerce una contribución muy pequeña a los rendimientos de depuración que se alcanzan con la aplicación de los CBR, por lo que no se considera en el dimensionamiento de este tratamiento. Se estima que un 90 % de la biomasa activa se encuentra adherida al rotor (biodisco o biocilindro).

El crecimiento de la biopelícula continúa hasta que llega un momento en que su espesor es tal (unos 5 mm), que se ve muy dificultada la difusión del oxígeno y del sustrato hasta las capas bacterianas más profundas, produciéndose en estas zonas fermentaciones y burbujeo gaseoso. En estas condiciones, el esfuerzo cortante producido por la rotación del soporte en el seno del líquido, es suficiente para producir su desprendimiento. Una vez desprendida una porción de película bacteriana comienza en ese lugar el crecimiento de nueva biomasa, repitiéndose el proceso indefinidamente, regulándose de esta forma, el espesor de la biopelícula. La biomasa desprendida se separa de efluente depurado en la etapa de decantación, que sigue al tratamiento biológico.

Los CBR pueden diseñarse para reducir solamente la DBO_5 , o para, además, nitrificar los efluentes tratados. También se están desarrollando sistemas modificados eficaces para conseguir un efluente desnitrificado. Dado que la normativa de vertidos salvadoreña solo requiere reducir la materia carbonada, en este documento se va a desarrollar fundamentalmente los CBR que reducen exclusivamente la DBO_5 .

En cualquier caso, conviene saber que los CBR pueden nitrificar incluyendo un 15-20 % más de superficie en una etapa adicional, como veremos más adelante, lo que supone un sobre costo relativamente bajo (alrededor del 15 % sobre el costo total del CBR). Sin embargo, la nitrificación supone una ventaja, tanto desde el punto de vista de la desinfección (ver el capítulo 6), como por sus menores afecciones a los cauces de vertido.

Los CBR constituyen un tratamiento utilizado en zonas hoteleras o poblaciones donde los terrenos son escasos, o las plantas deban ubicarse cerca de la población. Un aspecto importante es su bajo consumo energético, lo que le equipara en este aspecto, con los filtros percoladores.

5.6.1.1 Tratamientos previos

Para evitar que la materia particulada perjudique la actividad de la biopelícula y que las partículas decantables no sedimenten en el tanque de los contactores, el agua bruta tiene que ser tratada previamente mediante un tratamiento primario (fosa séptica, tanque Imhoff o sedimentación primaria), o mediante un tamiz de 1 mm de paso.

El tanque Imhoff tiene la ventaja de que además de estabilizar los lodos primarios, puede estabilizar también los lodos biológicos si estos se bombean a esta unidad desde la sedimentación secundaria. En caso de optar por una sedimentación primaria, que suele instalarse en plantas medianas o grandes, es preciso estabilizar los lodos primarios y secundarios en un proceso posterior. La utilización de un tamiz de 1 mm incrementa los problemas de explotación y obliga a gestionar una cantidad grande de los detritus retenidos en el tamiz.

Los bajos tiempos de retención en el tanque de los CBR (1-2 horas), obligan a la utilización



Figura 5.6.2. Derecha: imagen de un CBR. Izquierda: CBR con cubierta visitable

de sistemas de laminación de caudales cuando las puntas son superiores a 2.5 veces el caudal medio. La regulación se puede realizar mediante la incorporación de un tanque de laminación específico, mediante la variación de la lámina de agua en el tratamiento primario o, en el caso de que exista un bombeo de impulsión, incrementando el volumen del tanque de aspiración de las bombas.

5.6.1.2 Reactor biológico

Los elementos más importantes de un CBR son el rotor (formado por el eje y el material soporte), los rodamientos y el motor de accionamiento. El diseño del rotor (características de los discos, distancia entre ellos, compartimentación, estructura del eje, etc.), constituye el aspecto que más se ha desarrollado en los últimos años, a fin de conseguir la estabilidad y la eficacia del sistema. El material del eje suele ser de acero al carbono.

Los CBR constan generalmente de 2 o 3 etapas, si se quiere eliminar exclusivamente la DBO_5 o de 3 a 4 etapas, en el caso de que se quiera también nitrificar. Todas las etapas están colocadas en confinamientos separados entre sí. Esta disposición, conocida como disposición en cascada, permite operar en cada confinamiento con cargas diferentes, presentando los discos distintos espesores de biopelícula en cada uno de ellos. Esta configuración permite trabajar con diferentes

cargas superficiales o volumétricas, e influye en el diseño del sistema de soporte de la biopelícula. Asimismo, reduce los efectos de los picos de carga que se registran en las estaciones de tratamiento de las aguas residuales. En otros casos, los rotores se encuentran en el mismo confinamiento, consiguiéndose la configuración en cascada mediante el empleo de deflectores.

Con dos etapas puede conseguirse un efluente depurado con una DBO_5 entre 15 y 25 mg/L.

Un aspecto fundamental del diseño es el relativo al motor de accionamiento, cuya potencia debe calcularse para poder vencer el par de arranque que se produce al ponerse en marcha el contactor cuando la biomasa está formada.

Los CBR disponen de una cubierta para evitar daños en la biomasa adherida a los rotores por la acción de los agentes atmosféricos (como pueden ser las lluvias) y para preservarla en caso de averías electromecánicas que detengan el giro del rotor (Figura 5.6.2). Las cubiertas deben ser fácilmente desmontables para facilitar la observación, el mantenimiento y la limpieza de los contactores.

Los contactores tienen una limitación en cuanto su capacidad unitaria debido a sus limitaciones estructurales, especialmente respecto a la longitud de sus ejes.

La capacidad máxima de una unidad se sitúa alrededor de unos 400-500 m³/día. Por esta limitación constructiva del reactor no es usual este tratamiento para poblaciones mayores de 20,000 hab.

5.6.1.3. Sedimentación secundaria

Los sedimentadores son generalmente de tipo circular, bien estáticos de flujo vertical, o por arrastre de lodos mediante rasquetas. Para plantas pequeñas o medianas se recomienda la utilización de sedimentadores estáticos, por la ausencia de mecanismos móviles. La necesidad de utilizar en este tipo de sedimentadores paredes muy inclinadas (>50°) para asegurar el arrastre de los lodos, hace que se incremente su profundidad al aumentar su diámetro, hasta hacerlos inviables. Por ello, en plantas grandes, o en casos en que existen limitaciones en la profundidad de excavación, se recomienda la utilización de decantadores con rasquetas y puente móvil. En ambos casos la profundidad de los sedimentadores no será inferior a los 2 metros.

5.6.2. Tipos de contactores biológicos rotativos

Dentro de los CBR cabe distinguir fundamentalmente dos tipos: los biodiscos y los biocilindros.

5.6.2.1. Biodiscos

En ellos el soporte para la fijación bacteriana está constituido por un conjunto de discos fijados a un eje, con una superficie lisa o rugosa, contruidos en material plástico (polipropileno o similar).

Los discos se mantienen paralelos y a corta distancia entre ellos (2-3 cm), gracias a un eje central que pasa a través de sus centros. La distancia entre los discos depende de la carga



Figura 5.6.3. Sedimentador secundario estático

orgánica con la que se opere, estando más separados entre sí los discos de la primera etapa, que son los que reciben un mayor nivel de carga. La superficie de los discos se corresponde, aproximadamente, con la superficie biológicamente activa para el tratamiento de las aguas.

Es el tipo de CBR más utilizado y es el que se va a utilizar en esta línea de tratamiento.

5.6.2.2. Biocilindros

Constituyen una modificación del sistema de biodiscos, en la que el rotor consiste en una jaula cilíndrica perforada que alberga en su interior un relleno de piezas de plástico normalmente sueltas, al que se fija la biomasa bacteriana. Las piezas deben permitir el paso libre del agua y generar la suficiente turbulencia en el tanque para que no decanten los sólidos desprendidos.

En estos sistemas la superficie activa no es la superficie total (que suele ser menor) y la biopelícula se forma tras largo tiempo de funcionamiento. Si no se dispone de otros datos, se pueden usar para su dimensionamiento los parámetros establecidos en la Tabla 5.6.1., con una reducción del 30 % respecto a la carga superficial admisible en los biodiscos (ATV-A281).

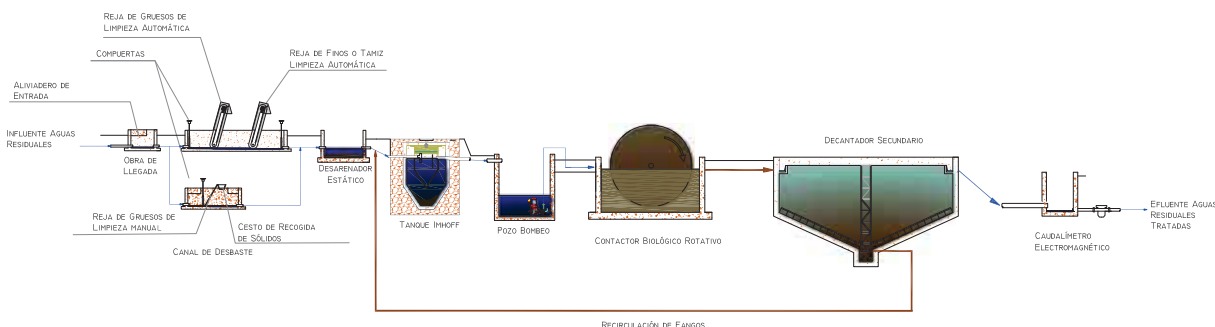


Figura 5.6.4. Ejemplo diagrama de flujo de un CBR

5.6.2.3. Sistemas híbridos

Los rotores presentan una elevada superficie específica, con objeto de incrementar la cantidad de biomasa adherida y de que no existan choques entre las partes móviles, para que no se deteriore el material soporte, como ocurre en el caso de los biocilindros clásicos.

5.6.3. Línea de tratamiento propuesta

5.6.3.1. Descripción de la línea

Se adopta un sistema de contactores biológicos rotativos mediante biodiscos de dos etapas para la eliminación exclusiva de la materia carbonosa, lo que permitirá conseguir un efluente con 25 mg/L de DBO_5 .

La línea de agua se compone de una obra de llegada, pretratamiento mediante desbaste, con rejas de gruesos de 30 mm seguida de finos de 10 mm y desarenado, tratamiento primario, biodiscos y sedimentación secundaria.

El desbaste y el desarenado podrá ser manual en el caso de pequeñas poblaciones, mientras que es recomendable la adopción de rejas o tamices de limpieza automática cuando se trate de grandes poblaciones o cuando existan condiciones específicas que permitan la sostenibilidad de estos sistemas. En los casos en que el agua residual a tratar contenga una

cantidad excesiva de grasas se incluirá un desengrasador, que en general será de tipo estático. Solo en el caso de grandes poblaciones, o cuando existan condiciones específicas que permitan su sostenibilidad, podría plantearse la adopción de un sistema combinado de desarenado-desengrasado aireado.

Como tratamiento primario se recomienda la adopción de tanques Imhoff en el caso de pequeñas y medianas poblaciones y de sedimentadores primarios en el caso de grandes poblaciones.

Los sedimentadores secundarios serán generalmente estáticos de flujo vertical en el caso de pequeñas y medianas poblaciones, mientras que en las grandes poblaciones serán con rasquetas y puente móvil. Se deberá analizar la capacidad de gestión en cada caso para asegurar la sostenibilidad de estos sistemas.

El tratamiento de desinfección se realizará generalmente mediante cloración, según se especifica en el capítulo 6 de este documento.

La línea de tratamiento de lodos se compondrá de eras de secado -en el caso de que tanto los lodos primarios como los biológicos se digieran en tanques Imhoff- o mediante digestores a temperatura ambiente, seguidos de eras de secado -en el caso los lodos no estén digeridos- (ver el capítulo 7 sobre tratamiento de lodos).

Tabla 5.6.1. Parámetros de diseño de tratamiento mediante biodiscos, para la eliminación exclusiva de la DBO₅ (Fuente:ATV-A281)

Biodiscos	
Parámetros	Valor
Carga orgánica en la primera etapa (g DBO ₅ /m ² .día)	< 40
Superficie específica del biodisco (m ² /m ³)	110
Carga orgánica total _i (g DBO ₅ /m ² .día)	
2 etapas	≤ 8
3 etapas	≤ 10
4 etapas	≤ 12
Número mínimo de etapas	
Para DBO ₅ en efluente entre 15 y 25 mg/L	2
Para DBO ₅ en efluente entre 10 y 15 mg/L	3
Tiempo retención hidráulico (h)	1-2
Sedimentación secundaria	
Parámetros	Valor
Carga Hidráulica a (m ³ /m ² .h)	≤ 1.0
Tiempo de retención hidráulica a Q _{max} (h)	≥ 2.5
Profundidad (m)	≥ 2.0
Caudal en vertedero a Q _{max} (m ³ /ml.h)	≤ 15

En la Figura 5.6.4 se recoge la línea de tratamiento seleccionada.

5.6.3.2. Parámetros de diseño

Para el diseño de los CBR se suele emplear como parámetro la carga orgánica por unidad de superficie de contactor (g DBO₅/m².día). (Norma ATV-A281).

Se recomienda el empleo de al menos dos etapas de contactores para eliminar materia carbonada y de al menos tres, si se precisa nitrificar por vertido a zona sensible o mejor desinfección por cloración, aunque la normativa salvadoreña no lo requiere.

En la Tabla 5.6.1 se recogen los valores que se emplean para los diferentes parámetros de diseño en tratamientos para la eliminación exclusiva de la DBO₅.

Si se quiere desnitrificar, a la superficie necesaria para eliminar la DBO₅ calculada según las cargas orgánicas establecidas en la Tabla 5.6.1, hay que añadir la superficie necesaria para la nitrificación, que se calcula según las siguientes cargas:

- Con tres etapas: ≤ 1.6 g NTK/m².día
- Con cuatro etapas : ≤ 2.0 g NTK/m².día

La temperatura del agua residual no afecta a la carga orgánica a aplicar a partir de los 12.7 °C, cuando se trata de eliminar exclusivamente DBO₅ (Hernández, A., 1992). Este sería el caso de El Salvador, donde la temperatura media del mes más frío estaría alrededor de 22 °C.

Tabla 5.6.2. Eliminación obtenida en un tratamiento mediante CBR

Parámetros	Tratamiento primario	CBR	Eliminación obtenida
DBO ₅ (%)	25-35	75-80	80-95
SS (%)	55-65	75-80	80-95
DQO (%)	25-30	70-75	80-90
CF (u. log)*	-	I	I

*Unidades logarítmicas eliminadas

5.6.3.3. Características de la línea de tratamiento

Rendimientos

En la Tabla 5.6.2 se recogen los rendimientos medios habituales que se alcanzan con la línea propuesta en el apartado anterior; con temperaturas del agua residual por encima de los 22°C y adoptándose los parámetros de diseño recogidos en la Tabla 5.5.3.

Si se diseña CBR para nitrificar, el amonio se reducirá entre un 85-95 %.

Influencia de las características del terreno

Al requerirse poca superficie para la construcción de este tipo de tratamiento, las características del terreno disponible para su implantación ejercen una escasa influencia sobre su posible elección. No obstante, al construirse normalmente el tratamiento primario, biorreactor y la sedimentación secundaria por excavación, aquellos terrenos fáciles de excavar y con el nivel freático bajo, serán los que reúnan las mejores condiciones para la implantación de este tipo de tratamiento.

Influencia de la temperatura

La temperatura del agua residual no influye en el comportamiento de este

tipo de tratamiento cuando se trata de eliminar exclusivamente DBO₅, como se ha mencionado en el apartado de parámetros de diseño. Sin embargo, sí afecta a la nitrificación, por lo que habrá que utilizar factores de corrección en función de la temperatura.

Por otro lado, al disponerse los CBR en recintos cerrados (configuración más habitual), estos sistemas están más protegidos ante inclemencias meteorológicas como las lluvias torrenciales, muy frecuentes en este país.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga

Los CBR se adaptan a las variaciones de caudal, siempre que el tiempo de retención hidráulica se mantenga por encima del mínimo necesario. Ante variaciones extremas de caudales ($Q_p > 2,5 Q_{med}$) es recomendable añadir algún sistema de regulación del caudal de alimentación.

Las variaciones fuertes de carga pueden ser absorbidas por el sistema siempre que sean puntuales, pero pueden ser problemáticas si son persistentes, por lo que conviene diseñar a cargas orgánicas conservadoras. En todo caso, la disposición de contactores en etapas sucesivas (configuración en cascada) permite aumentar la capacidad de adaptación a las fluctuaciones de carga.

Además, la existencia de biopelícula aporta al proceso biológico una mayor resistencia frente a la presencia puntual de tóxicos en el agua de alimentación.

Producción y características de los lodos

La producción y el grado de estabilización de los lodos va a depender del tratamiento primario adoptado. Los lodos purgados tras la sedimentación secundaria pueden tratarse en el propio tratamiento primario, si este dispone de una zona de digestión del lodo (caso de los tanques Imhoff), o bien, en un tratamiento aparte, tipo digestor anaerobio a temperatura ambiente.

En general, para un CBR, la producción de lodos se estima en 0.75 kg de materia seca /kg DBO₅ eliminado (ATV-A281). A esto hay que añadir los lodos generados en el tratamiento primario. En caso de ser un tanque Imhoff y suponiendo que los lodos biológicos bombeen a cabecera de tanque, los lodos totales generados serían de unos 18-32 gr MS/Habitante.días, con una concentración del 4-6 % y un volumen diario de 0.4-0.8 L/habitante (que al estar estabilizados podrían verterse directamente a unos patios de secado). En caso de tratarse de un sedimentador primario, se generarían unos 42-53 gr de MS/habitante.día, con una concentración del 2-4 % y un volumen diario de 1.4-1.8 l/habitante. Estos lodos deberían estabilizarse posteriormente, por ejemplo mediante una digestión anaerobia a temperatura ambiente.

Complejidad de explotación y mantenimiento

Si bien las operaciones para la correcta explotación de unidades de CBR no presentan grandes dificultades, las operaciones de mantenimiento electromecánico (preventivas

y correctivas) si precisan de mano de obra especializada y, en determinados casos, de la asistencia técnica de empresas externas.

Hay que tener en cuenta que los CBR son equipos importados, por lo que además de tener en cuenta los costos de sustitución en caso de avería, conviene asegurarse de que la casa comercial que importa estos equipos tenga un buen servicio técnico post-venta.

Impactos medioambientales

Dada la escasa potencia que se precisa para el funcionamiento de los CBR y el bajo número de revoluciones a la que giran los rotores, el nivel de ruido generado es muy bajo por lo que el impacto sonoro que se produce es muy reducido.

Con relación a los olores, estos se concentran en el tratamiento primario. En el caso de que se utilicen tanques Imhoff, el impacto olfativo puede minimizarse mediante el empleo de filtros con materiales absorbentes (carbón activo, turba), dispuestos en la tubería de ventilación. Por otro lado, si las cargas orgánicas aplicadas a los CBR son las recomendadas y los recintos que los albergan se mantienen convenientemente ventilados, la generación de olores en esta zona es mínima.

Respecto a los impactos visuales, el tamaño reducido de los CBR y el hecho de que gran parte de su estructura suele disponerse enterrada, hacen que este tipo de impacto sea limitado.

Estimación de superficie

Para la estimación de las necesidades de superficie de implantación de los CBR, se ha procedido al dimensionamiento básico de un ejemplo basado en:

- Las premisas recogidas en el apartado 3.2.3
- Los parámetros de diseño de la Tabla 5.6.1 y los rendimientos de la Tabla 5.6.2.
- La línea de tratamiento establecida en el apartado 5.6.3, con las siguientes consideraciones: se adopta desbaste manual, desarenado estático, medidor de caudal manual, tratamiento primario mediante tanque Imhoff hasta 5,000 habitantes y sedimentador primario estático para poblaciones mayores, CBR y sedimentador secundario estático.
- Para las distintas poblaciones consideradas el número de líneas de CBR, es el siguiente: 1,000 -2,000 habitantes: 1 línea; 5,000 habitantes: 2 líneas; 10,000 habitantes: 4 líneas; 15,000 habitantes: 6 líneas; 20,000 habitantes: 8 líneas.
- En todos los casos se ha dispuesto un único sedimentador secundario por línea.
- No se ha tenido en cuenta la superficie relativa a los tratamientos de fangos y desinfección que se establece en sus capítulos correspondientes.

Con los datos obtenidos de este dimensionamiento se han confeccionado una curva (Figura 5.6.5) que representa la superficie necesaria para la implantación de CBR en función del tamaño de la población servida, dentro del rango de población recomendado para la aplicación de este tipo de tecnología de tratamiento.

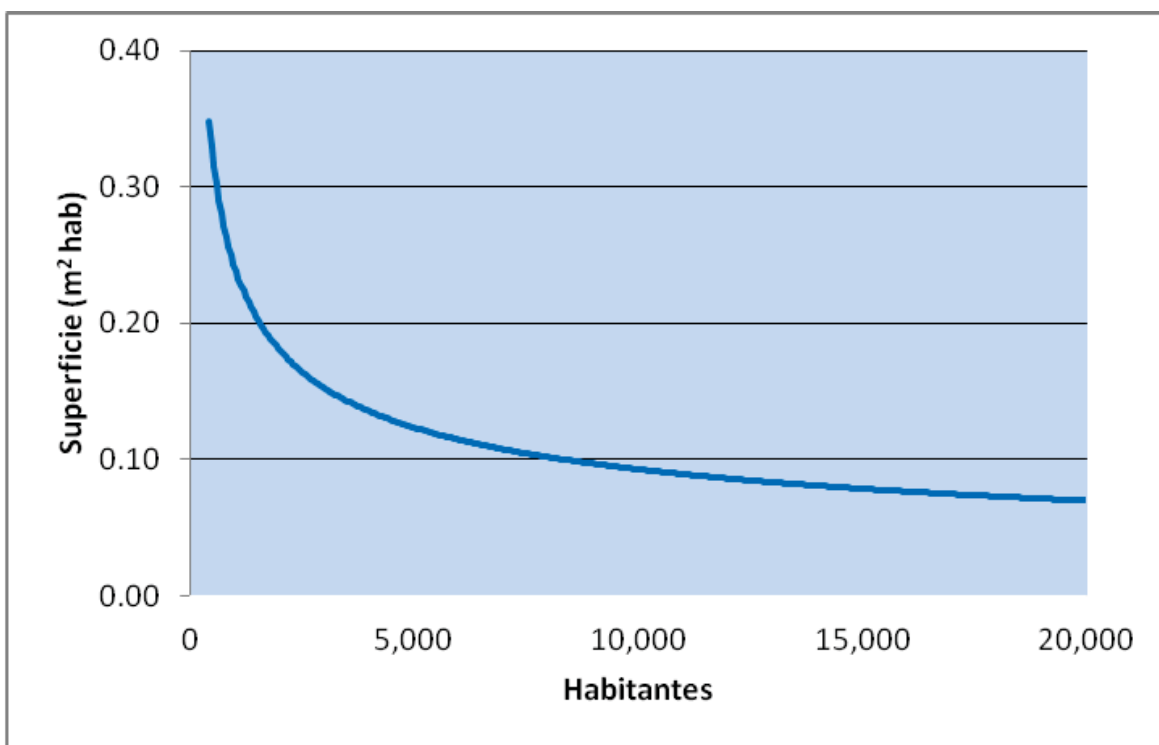


Figura 5.6.5. Requisitos de superficie para la implantación de CBR

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 5.6.3 recoge los valores que se han empleado para su trazado:

Tabla 5.6.3. Requisitos de superficie

Población	Superficie (m ² /hab)
500	0.35
1,000	0.23
2,000	0.16
5,000	0.13
10,000	0.08
15,000	0.08
20,000	0.08

Costos de implantación

Partiendo de los dimensionamientos básicos comentados en el apartado 2.3, se ha procedido a la determinación de los costos de implantación de la tecnología de CBR, para los distintos tamaños de población servidos. En el cálculo de estos costos se han asumido las premisas establecidas en el apartado 5.6.3.3.

Con los datos obtenidos se ha confeccionado una curva (Figura 5.6.6) que representa los costos para la implantación de CBR en función del tamaño de la población servida, dentro del rango de población recomendado para la aplicación de este tipo de tecnología de tratamiento.

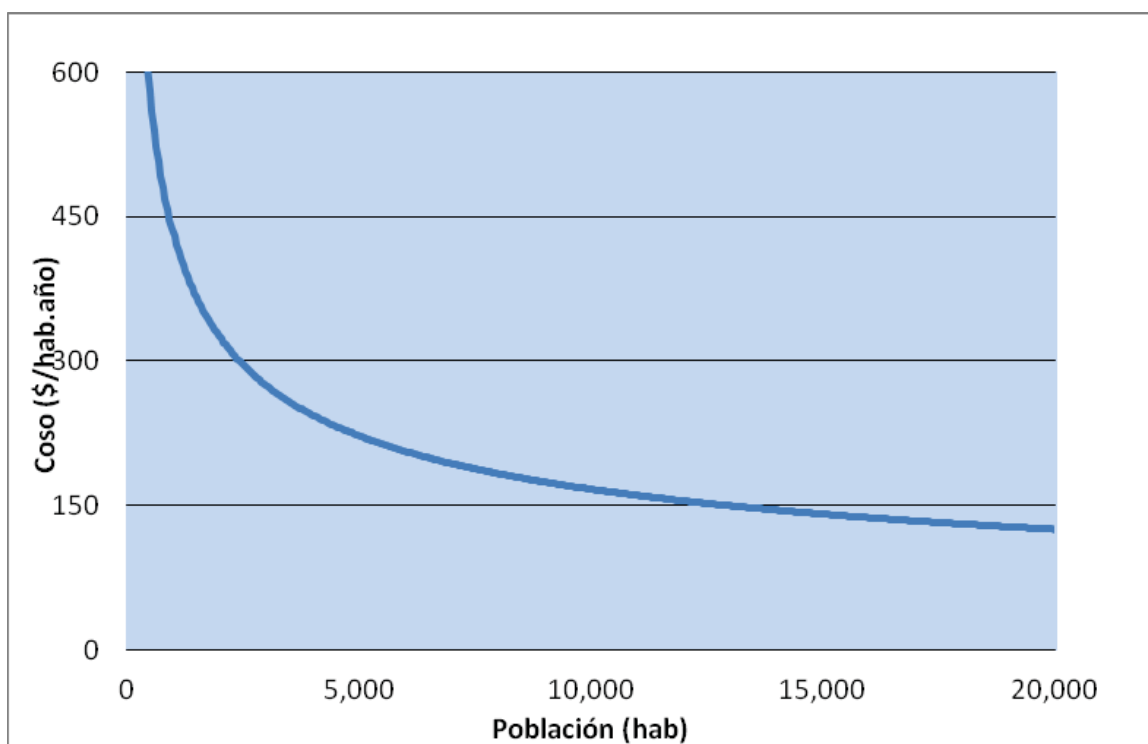


Figura 5.6.6. Costos para la implantación de CBR

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 5.6.4 recoge los valores que se han empleado para su trazado:

Tabla 5.6.4. Costos de implantación

Población	Costo (USD \$/hab)
500	604
1,000	421
2,000	321
5,000	232
10,000	146
15,000	139
20,000	139

Para poblaciones inferiores a 500 habitantes, los costos de implantación de este tipo de tecnología 1,150 y 850 USD \$/habitantes, para poblaciones de 100 y 200 habitantes, respectivamente.

Costos de explotación y mantenimiento

Partiendo de los dimensionamientos básicos comentados en el apartado 2.3., se ha procedido a la determinación de los costos anuales de explotación y mantenimiento de la tecnología de CBR para los distintos tamaños de población servidos. En el cálculo de estos costos se han asumido las premisas recogidas en el apartado 5.6.3.3 de este documento.

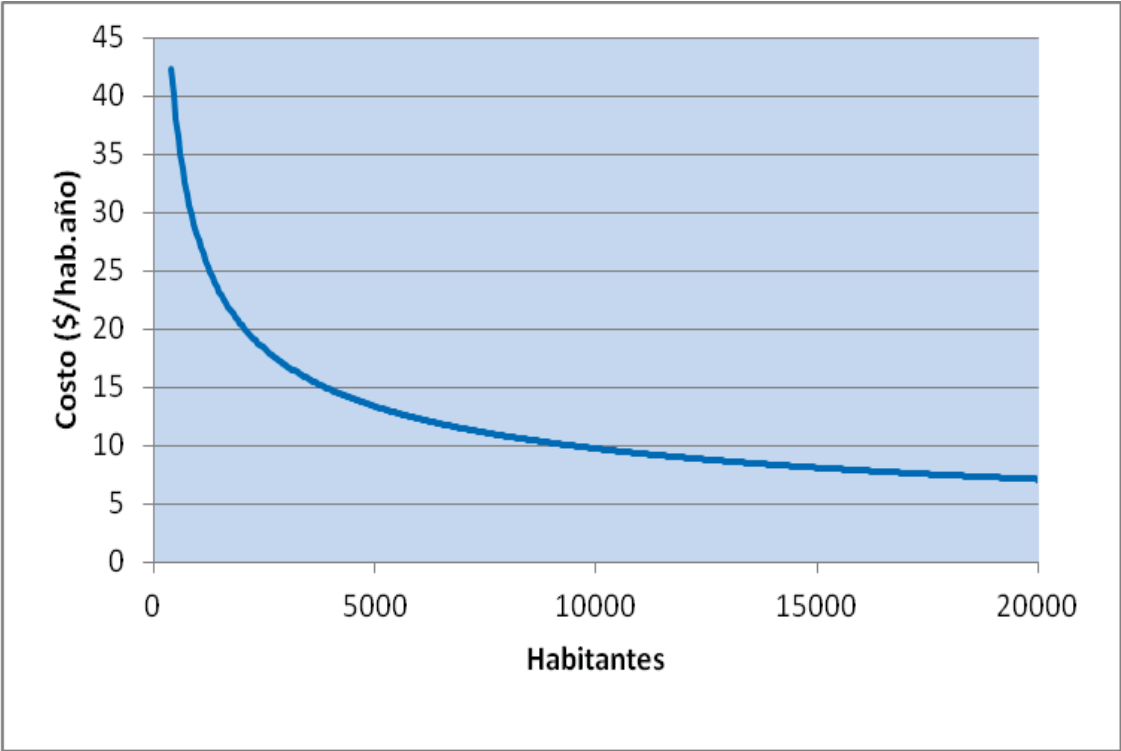


Figura 5.6.7. Costos de explotación y mantenimiento de los CBR

Tabla 5.6.5. Costos de explotación y mantenimiento

Población	Costo (\$/hab.año)
500	43.5
1,000	26.5
2,000	18.6
5,000	12.1
10,000	9.6
15,000	8.2
20,000	7.8

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 5.6.5 recoge los valores que se han empleado para su trazado:

La Tabla 5.6.6 recoge las distintas partidas que componen los costos de explotación y mantenimiento de la tecnología de CBR, para los diferentes tamaños de población tratados:

Por debajo de los 500 habitantes, los costos de explotación y mantenimiento oscilan entre 130 y 80 USD \$/hab.año, para 100 y para 200 habitantes, respectivamente.

Tabla 5.6.6. Desglose de las partidas que integran los costos de explotación y mantenimiento de los CBR

Población	Personal (USD \$/año)	Energía eléctrica (USD \$/año)	Mantenimiento obra civil y equipos electromecánicos (USD \$/año)	Transporte y evacuación de lodos (USD \$/año)	Control analítico (USD \$/año)	TOTAL (USD \$/año)
500	8,309	5,986	4,772	448	2,232	21,747
1,000	8,309	8,176	6,894	937	2,232	26,548
2,000	9,418	12,775	10,857	1,875	2,232	37,157
5,000	13,018	19,856	18,383	4,647	4,464	60,368
10,000	20,218	31,682	27,007	12,636	4,464	96,007
15,000	20,218	42,194	36,851	18,953	4,464	122,680
20,000	20,851	56,502	49,831	25,312	4,464	156,960

6. Tratamientos de desinfección

La desinfección de efluentes depurados tiene por objetivo la destrucción de los microorganismos patógenos mediante procedimientos físicos y químicos, con el fin de evitar las enfermedades asociadas a los diferentes usos del agua donde se produce el vertido. Usos como el baño o la ingestión de agua en los cauces receptores tienen una repercusión directa en la transmisión de enfermedades, como la gastroenteritis o la dermatitis, entre otras.

A nivel global, los tratamientos de desinfección más extendidos para efluentes depurados son la cloración y la radiación ultravioleta (UV), aunque existen otras alternativas como el ozono. También se utilizan, generalmente en pequeñas poblaciones, las lagunas de maduración, por sus altos porcentajes en la eliminación de patógenos. Esto debido a la acción bactericida de los rayos UV procedentes del sol, y los Humedales Artificiales de Flujo Superficial (Tabla 6.1).

En este apartado se establecerán recomendaciones sobre los tratamientos

de desinfección aplicables en El Salvador y sus parámetros de diseño, con objeto de cumplir con los límites establecidos en la normativa salvadoreña de vertidos a cauces receptores. Además, se estimarán los costos de implantación y explotación de los tratamientos de desinfección seleccionados y las superficies que precisan para su implantación.

6.1. Los límites de patógenos exigidos en la normativa salvadoreña

La Norma Salvadoreña de Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor, del 15 de octubre de 2009, establece un límite admisible de coliformes fecales y totales de 2,000 NMP/100 ml y 10,000 NMP/100 ml, respectivamente.

Como puede observarse en la Tabla 6.2, las líneas de tratamiento descritas en el capítulo 5 no cumplen con los requerimientos de la normativa anteriormente mencionada, excepto el lagunaje, por lo que es necesario complementarlas con un tratamiento de desinfección posterior.

Tabla 6.1. Tratamientos de desinfección más extendidos

Tratamientos mediante cloro	Hipoclorito Sódico Hipoclorito Cálcico Cloro Gas Dióxido de Cloro
Tratamientos mediante rayos ultravioleta	
Tratamientos mediante ozono	
Tratamientos extensivos o naturales	Laguna de Maduración Humedal de Flujo Superficial

Tabla 6.2. Remociones máximas de coliformes fecales en función de la línea de tratamiento adoptada

Línea de tratamiento	Remoción en coliformes fecales (u.Log.)
Filtro percolador	1
RAFA + Filtro percolador	2
Lagunas de estabilización	4-6
Aireación extendida	1
Contactores biológicos rotativos	1
Humedales artificiales	1-2

Todas ellas consiguen eliminar de 1 a 2 u.Log., a excepción de las lagunas de estabilización, que al contar con una laguna de maduración en la línea de tratamiento, pueden llegar a conseguir de 4 a 6 u. log. de remoción en coliformes fecales, en función de las condiciones ambientales y del diseño de estas lagunas (ver apartado 5.3). Estas remociones no son suficientes para alcanzar el límite normativo de 2.10^3 NMP/100 ml en coliformes fecales, por lo que el tratamiento de desinfección tendrá que lograr al menos remover de 2 a 3 u.Log. en función del tratamiento de depuración anterior, partiendo de un agua residual de 10^7 NMP/100 ml en este parámetro, tal y como se ha caracterizado el agua en el apartado 3.3.2.

6.2. Tratamientos de desinfección adoptados

La selección de los tratamientos de desinfección más adecuados para El Salvador se ha basado, principalmente, en las condiciones socioeconómicas de este país. Esto obliga a adoptar tecnologías sencillas y de bajos costos de implantación y explotación, teniendo en cuenta la experiencia local y las tendencias existentes en países del entorno.

Por ello, se rechazaron aquellas tecnologías costosas y complejas como el ozono o la radiación ultravioleta, cuyos equipos requieren un mantenimiento importante y dependiente del exterior. De los sistemas de cloración existentes, en Centroamérica se utilizan el hipoclorito sódico, o cálcico, y el cloro gas, al ser las alternativas más sencillas en equipamiento y en explotación. También, se utilizan las lagunas de maduración en caso de optar por depuración mediante lagunas de estabilización. En caso de tener una línea de tratamiento mediante humedales, se puede implementar una etapa más de humedal de flujo superficial para conseguir una mayor

eliminación de fecales.

Los tratamientos de desinfección que se acordaron para incluir en estas recomendaciones son por tanto la cloración, mediante dosificación de hipoclorito sódico o cálcico y las lagunas de maduración. Los humedales de flujo superficial pueden remover hasta 3 u.Log de coliformes fecales, partiendo de un efluente depurado (ver apartado 5.4). Esta opción es utilizada tras una línea de humedales subsuperficiales, sustituyendo parte de la laguna de maduración en un sistema de lagunaje de estabilización convencional, o tras cualquier línea de tratamiento adoptada.

El humedal superficial precisa para su implantación superficies ligeramente superiores a las de las lagunas de maduración para conseguir la misma remoción de fecales, pero resuelve el problema de la cantidad de sólidos en forma de microalgas que producen los sistemas de lagunaje.

La elección de un tipo de tratamiento u otro y el nivel de desinfección dependerán fundamentalmente de: a) el uso que se vaya a hacer del agua tratada, de b) las características del agua a desinfectar y de la zona donde se vaya a realizar el vertido, c) la superficie de la que se disponga, d) la existencia o no de zonas urbanizadas cerca de la PTAR, e) los costos de implantación, explotación y mantenimiento, y f) la capacidad técnica y económica de los gestores y operadores de las instalaciones.

Los tratamientos adoptados pueden utilizarse tras las líneas de depuración seleccionadas, teniendo en cuenta no solo el espacio que ocupan estas, sino también las características del efluente que proporciona cada línea de tratamiento, sobre todo en lo que respecta a los coliformes fecales, sólidos y la carga orgánica.

6.3. Cloración

6.3.1. Descripción del proceso

El cloro (Cl_2) ha sido tradicionalmente utilizado para la desinfección de efluentes depurados, existiendo diferentes formulaciones químicas y formas de aplicarlo.

Los tratamientos más habituales de cloración emplean: cloro gas, dióxido de cloro, la cloraminación e hipoclorito sódico. El más extendido es el hipoclorito, que al igual que el cloro gas diluido en agua, forma ácido hipocloroso, agente que tiene buenas propiedades desinfectantes.

Las distintas formulaciones del cloro tienen diferentes efectos y rendimientos en la eliminación de patógenos, por lo tanto hay que tener en cuenta tanto los pH de trabajo (que determinan qué forma química es la predominante), como las temperaturas (que influyen en la velocidad de las reacciones). Tanto el hipoclorito sódico como el cálcico tienen poco efecto en el pH del agua en el que se adicionan.

El hipoclorito sódico diluido en medio acuoso da las formas químicas hipoclorito (OCl^-) y ácido hipocloroso (HOCl), en función del pH. Ambas formas químicas se denominan cloro libre. El hipoclorito con el agua residual reacciona con el amonio formando cloraminas, con mayor poder desinfectante que el ácido hipocloroso. Compuestos orgánicos nitrogenados como las proteínas contenidas en el agua residual forman organocloraminas, que tienen bajo poder desinfectante.

El hipoclorito sódico por temas económicos y de dosificación es el más usado. También existe la posibilidad de clorar por medio de hipoclorito cálcico granulado, o como cloro gas. El hipoclorito sódico es líquido y



Figura 6.1. Bomba de dosificación de hipoclorito

corrosivo y la forma más sencilla de aplicarlo es mediante un tanque de almacenamiento, con capacidad de varios días de uso, y unas bombas con una columna calibradora que permite regular la cantidad de producto a dosificar en función del caudal a tratar (Figura 6.1).

Normalmente, el hipoclorito sódico se vende en soluciones del 10-15 % de riqueza, ya que a esas concentraciones se degrada más lentamente. Aun así, este producto no puede almacenarse más de dos meses. En el caso del hipoclorito cálcico en polvo o en gránulos habrá que realizar la dilución en un tanque de polietileno, en las proporciones indicadas por la casa comercial, para conseguir una determinada concentración. Se suele requerir para 100 litros 0.75 gramos de cloro seco, para conseguir una concentración de 5 ppm de cloro disponible.

En principio, es más complicada la dosificación con hipoclorito cálcico que con hipoclorito sódico, ya que este último puede dosificarse directamente al agua a desinfectar, mientras que el cálcico hay que diluirlo en agua de buena calidad antes de suministrarlo, lo que obliga a disponer de suministro de agua potable a la PTAR.

El hipoclorito sódico puede administrarse a la planta en forma líquida con la concentración necesaria para ser aplicado, o producirse en la misma PTAR, evitando así los altos costos de desplazamiento. El hipoclorito sódico se puede producir *in situ* mediante la electrólisis que produce cloro e hidróxido de sodio a partir de agua salada con ayuda de una corriente eléctrica. Como solución salina se usa agua salina saturada que ha sido producida a partir de sal de una calidad determinada en un recipiente disolución salina independiente. El rendimiento es del 50 % de la solución salina, con unas concentraciones de cloro sobre los 5 g/l en el producto final. La solución generada se acumula en un depósito de almacenamiento, desde el que se dosifica con bombas de dosificación programadas en función de la demanda.

Por tanto se precisa de sal común para realizar la solución salina (cloruro sódico más agua de calidad) y unos electrodos (ver Figura 6.2). La línea se compone de dos tanques (uno para realizar la solución salina y otro para la solución producto), un mezclador, unas bombas dosificadoras, los electrodos y

una fuente eléctrica de bajo voltaje. Existen sistemas que se controlan mediante un PLC integrado, que permite el diagnóstico y la eliminación de fallos de forma remota.

Si se opta por el cloro gas, hay que tener en cuenta que su almacenaje tiene que evitar posibles escapes, ya que la inhalación de este producto es altamente peligrosa. Su transporte también puede suponer un riesgo. Como ventajas es sencillo de operar y solo precisa de evaporadores y una zona de transferencia del gas dentro de la cámara de contacto (Figura 6.3). De todas maneras, este tipo de desinfección solo sería recomendable para plantas de gran tamaño, ya que los costos que suponen el mantenimiento y la seguridad en el almacenamiento son muy elevados.

La dosificación de cualquiera de los sistemas descritos anteriormente puede hacerse en manual o en automático proporcional al caudal, si bien en el caso de El Salvador y para el rango de población de estas recomendaciones, parece más apropiada la instalación del sistema manual.

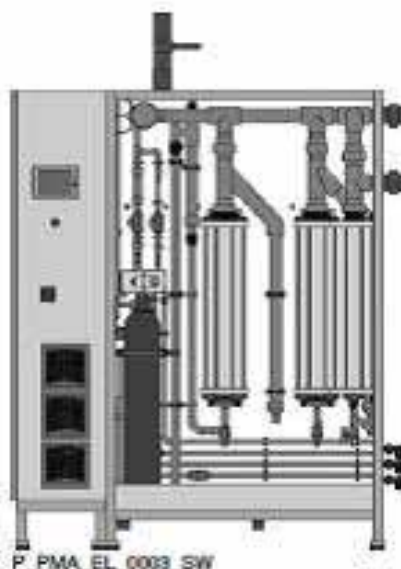


Figura 6.2. Producción de hipoclorito sódico *in situ*. Sistema manual (izquierda) y sistema automático, mediante PLC integrado (derecha)

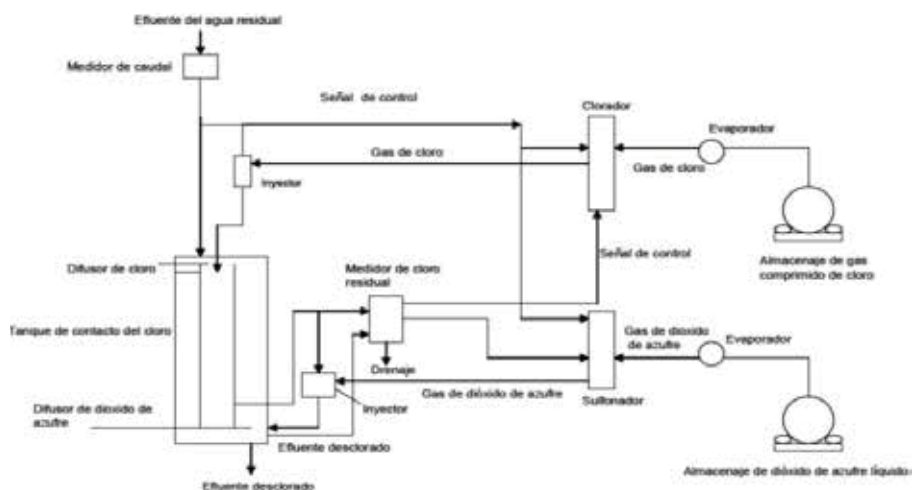


Figura 6.3. Sistema de cloración y de cloración para aguas depuradas, (EPA, 1999)

La dosificación puede variar considerablemente en momentos de lluvia, donde el aumento de sólidos y materia orgánica en el agua a desinfectar puede ser considerable. La experiencia del explotador de planta es importante para adaptar la dosis a estos eventos.

Existen diferentes dosis de aplicación en función del tipo de agua depurada y el sitio donde se va a verter esta agua tratada, por ejemplo si se vierte a una zona piscícola. En este caso conviene no dejar cloro residual, mientras que si se pretende hacer un uso del agua depurada como el de riego, sí es conveniente, ya que mantendrá las condiciones del agua desinfectada hasta el punto de uso.

La normativa salvadoreña indica una limitación de cloro residual libre inferior a 1 mg/L. En aguas residuales tratadas no suele encontrarse cloro libre, ya que casi todo está combinado con el nitrógeno en forma de cloraminas. En caso de pasar este límite de cloro libre de 1 mg/L en el vertido tras la cloración -se recomiendan límites de 0.05 mg/L en cloro total (EPA, 2004)-, o prever que la concentración en el medio receptor pudiera subir de forma que afectase a la vida piscícola, sería necesario realizar un tratamiento de

decloración. El producto químico que más se emplea para la decloración es el dióxido de azufre (Figura 6.3). El gas dióxido de azufre elimina, sucesivamente, el cloro libre, la monocloramina, la dicloramina, el tricloruro de nitrógeno y los compuestos policlorados. Al ser las reacciones casi instantáneas, el tiempo de contacto no suele ser un factor esencial. Por esta razón podría no emplearse cámaras de contacto. Otros productos que se pueden utilizar son sulfito de sodio (Na_2SO_3) y el metabisulfito de sodio ($\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_5$).

El proceso de desinfección mediante cloración se afecta, principalmente, por los sólidos en suspensión, la materia orgánica y el amoníaco contenidos en el efluente secundario a desinfectar. A mayor cantidad de estas sustancias, mayor será la demanda de cloro para llegar al nivel de desinfección establecido. Por tanto, el sistema de aplicación tiene que estar diseñado para permitir una optimización de la dosis de cloro en función de las variaciones del agua a tratar.

Los efluentes depurados contienen compuestos orgánicos que reaccionan con el cloro formando subproductos tóxicos -tipo trihalometanos (THM) o nitrosodimetilamina (NDMA)- no admitidos en agua de consumo humano.

En principio, en zonas de vertido donde no haya influencia de captaciones para uso potable, se podrá hacer uso de este tipo de desinfección al no existir normativa de vertido que limite este tipo de subproductos.

En todo caso hay formas de limitar la generación de estos subproductos con objeto de no verterlos al medio aunque no estén legislados. Una buena práctica es minimizar la cantidad de materia orgánica y sólidos del agua depurada a desinfectar, mediante una filtración por arena. Otra práctica recomendable es establecer una dosis correcta de producto desinfectante. Esta dosis se puede manejar bien con los tiempos de contacto en función del caudal a tratar, o bien mediante la concentración del desinfectante.

El diseño del reactor también cobra importancia a la hora de lograr una buena desinfección del efluente. En canales abiertos es necesario tener en cuenta efectores como el viento (que puede provocar cortocircuitos) o limitar la acción de algunos desinfectantes como las cloraminas, que al ser volátiles bajan su concentración en zonas turbulentas.

6.3.2. Tratamientos previos

La desinfección se ve afectada por las características del agua a tratar. En la Tabla 6.3 se describe el efecto de alguna de estas características sobre el tratamiento de desinfección mediante cloro.

Por los subproductos que se producen y para conseguir buenos ratios de desinfección, no es conveniente tener más de 5-10 mg/L de DBO₅ y de SST en el efluente a desinfectar. Este límite recomendado está por debajo de lo exigido por la normativa salvadoreña en estos parámetros. En caso de cumplir con la normativa en cuanto a concentración de DBO₅ y SST (60 mg/L), se precisarán mayores cantidades de cloro (ver Tabla 6.6).

La eficacia de la cloración en la desinfección de las aguas residuales está también muy influenciada por el grado de nitrificación (concentraciones de amonio, nitrito y nitrato) y en particular por la presencia de nitritos y ausencia de amonio. La presencia de más de 5 mgNH₃/L en el efluente depurado, implica un consumo de cloro elevado.

Tabla 6.3. Influencia de las características del agua a tratar en la cloración (EPA, 1999)

Factores	Efecto de la desinfección con Cl
Amoníaco	Forma cloraminas, aumenta el consumo de Cl
Materia orgánica (DBO ₅)	Formación de THM, aumenta el consumo de Cl
Temperatura del agua	A mayor T ^a , tasa de eliminación más rápida
pH	Afecta la distribución entre ácido hipocloroso y los iones hipoclorito, y entre las varias especies de cloraminas
Sólidos Suspendidos Totales	Protege a las bacterias que se encuentran incorporadas a estas partículas
Nitritos	Formación de THM, aumenta el consumo de Cl
Dureza, hierro, manganeso	Aumenta el consumo de Cl, aunque sus efectos son menores



Figura 6.4 Filtros de arena: a) de gravedad y b) de presión

Por lo tanto, es conveniente incluir como etapa previa a la desinfección mediante cloración un tratamiento de afino que reduzca la DBO_5 y los SST, y serán más favorables los tratamientos de depuración que al menos realicen una nitrificación.

Uno de los tratamientos previos más comunes es la filtración por arena, que supone un costo y una superficie de implantación menor o mayor en función del tipo de filtración que se adopte. Dentro de los filtros intensivos, los más sencillos son los de gravedad, que normalmente disponen de un medio filtrante de arena. El agua filtrada sale por la parte inferior y el lavado se realiza a contracorriente con aire y agua filtrada, impulsados por un compresor y una bomba. Los filtros cerrados trabajan a presión con un consumo energético mayor, pero ocupan menos espacio que los abiertos, al poder funcionar con velocidades de filtración mayores. Funcionan de forma parecida a los de gravedad, con la diferencia de que el filtrado se lleva a cabo en un recipiente cerrado en el que se han introducido condiciones de presión por medio de una bomba (Figura 6.4).

El medio filtrante de este tipo de filtros suele ser una capa, o una sucesión de capas, de arena u otros materiales con diferentes granulometrías. En general suelen tener lechos bicapa, donde el espesor de arena es $1/3$ del total y sobre ella

una capa de antracita de $2/3$ del espesor total y talla efectiva entre 1.2 y 2.5 mm.

Los parámetros de diseño de una filtración abierta y por gravedad se recogen en la Tabla 6.4.

Para conseguir una tasa o velocidad de filtración constante, se pueden utilizar filtros que operan a nivel constante, con regulación aguas arriba y abajo mediante flotadores, válvulas de mariposa o sifones, o bien, emplear filtros de nivel variable, en los cuales este nivel va aumentando a medida que aumenta la pérdida de carga, como consecuencia del atascamiento o colmatación del lecho filtrante.

Llegado el momento de la máxima pérdida de carga de alguno de los filtros que forman la instalación, se interrumpe la entrada de agua a filtrar y se procede a su lavado a contracorriente, que consta de tres fases: 1) esponjamiento del lecho con aire a baja presión (entre 30 y 60 segundos), 2) lavado con aire y agua (entre 3 y 6 minutos), y 3) aclarado con agua (entre 12 y 7 minutos).

El costo explotación y de implantación de este tipo de filtros es elevado, siendo limitante el gasto energético necesario para realizar los contralavados, que serán más o menos frecuentes en función de los SST de entrada al filtro.

Tabla 6.4. Parámetros de diseño para un filtro de arena

Parámetros	Abierto	Cerrado
Velocidad de filtración (m/h)	4-6	8-15
Profundidad (m)	0.6-0.8	0.8-1
Diámetro de la arena(mm)	0.8-1.2	0.8-1.2
Coeficiente de uniformidad	1.2-1.5	1-1.2

6.3.3 Línea de tratamiento adoptada

6.3.3.1. Descripción de la línea

Para poblaciones menores de 5,000 habitantes, se propone la desinfección de los efluentes depurados mediante adición de una solución de hipoclorito cálcico preparada *in situ*. Para poblaciones mayores se propone la desinfección mediante la adición de hipoclorito sódico, producido en la propia planta, ya que el hipoclorito cálcico no compensa en instalaciones más grandes debido a su difícil manejo. Consta, por tanto, de unas tolvas y electrodos, una bomba dosificadora de control manual (que da la dosis necesaria en función del caudal) y una salida de la dosis a una zona con salto hidráulico. El tiempo de contacto necesario se conseguirá mediante la inclusión de un laberinto de cloración (cámara de contacto de hormigón) antes del vertido.

Se realizará una segunda estimación de costos y superficie incluyendo una filtración rápida por arena previa a la desinfección con hipoclorito sódico. Este tratamiento previo reducirá la cantidad de cloro necesaria a aplicar para conseguir la calidad de vertido respecto a coliformes fecales. Además habrá que tener en cuenta el tipo de tratamiento secundario, ya que los tratamientos que nitrifiquen precisarán de menor cantidad de

hipoclorito sódico para llegar al mismo grado de desinfección.

6.3.3.2. Parámetros de diseño

La cinética de este proceso de desinfección depende del tiempo de contacto y de la concentración del desinfectante. La dosis de desinfectante es la concentración de hipoclorito por el tiempo de contacto necesario para llegar a un nivel de eliminación de fecales determinado.

La dosis de cloro necesaria variará con la calidad del efluente a tratar. La dosis seleccionada C (mg/L), en combinación con el tiempo de contacto (t) en minutos, dará la reducción de coliformes deseada, de acuerdo con la ecuación: $N/N_0 = (1 + 0.23 \times C \times t)^3$, donde N y N_0 son la concentración de fecales en el efluente y el influente respectivamente, C la concentración de desinfectante y t el tiempo de contacto.

En todos los casos es necesario realizar un test para ver las demandas de cloro reales, ya que la dosis depende de las características del efluente a tratar. El cloro reacciona con las distintas sustancias contenidas en el agua tal y como muestra la Figura 6.5. En esta figura se observa que la relación entre la dosis de cloro y el cloro residual no es lineal y depende de múltiples factores, tal y como se muestra en la Tabla 6.6.

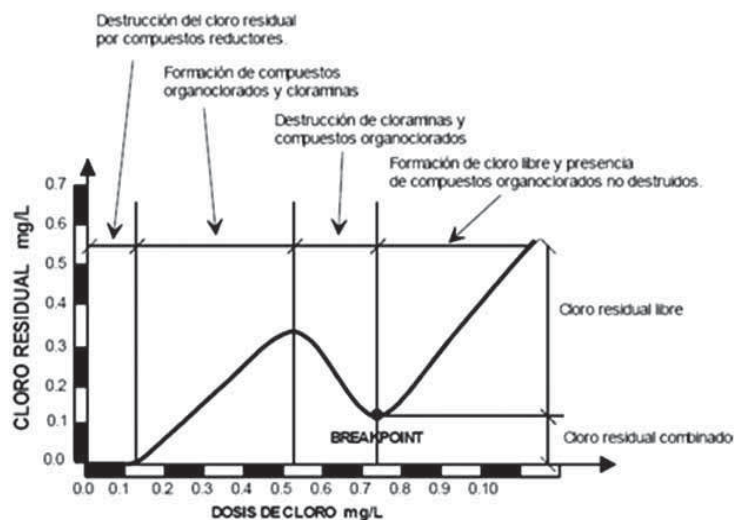


Figura 6.5. Dosis de cloro y cloro residual

Debido a la reacción del cloro con los compuestos nitrogenados que se encuentran presentes en el agua residual, y dado que la cloración más allá del *breakpoint* para obtener ácido hipocloroso libre no es eficiente, la importancia del tiempo de contacto es primordial.

En la Tabla 6.5 se expone una aproximación de las diferentes dosis de hipoclorito, con el 10-15 % de cloro disponible, en función del tipo de agua depurada a tratar, para conseguir un efluente de 10^3 NMP/100 mL, con tiempos de contacto entre 15-30 minutos.

En consecuencia con lo descrito anteriormente y las líneas seleccionadas en el capítulo 5, la línea compuesta por aireación extendida y la de filtro percolador, tanto baja como a media carga, requerirían de menos dosificación de hipoclorito sódico al dar un efluente nitrificado de 6 a 8 mg/L según Tabla 6.5.

Al adicionarse el hipoclorito en las primeras reacciones, con períodos de contacto cortos, se produce una mayor cantidad de compuestos organoclorados tóxicos, por lo que se recomiendan tiempos de contacto largos. Para conseguir estos tiempos de contacto de al menos 20 minutos es aconsejable usar un laberinto de cloración (Figura 6.6).

Es recomendable que este canal tenga unas condiciones hidráulicas de flujo pintón, con ratios de L/A al menos de 20:1 (recomendable 40:1), para evitar cortocircuitos (Metcalf&Eddy, 2000). Además, es importante que la mezcla del agua depurada con el reactivo se realice correctamente antes de entrar al reactor, por lo que el hipoclorito suele dosificarse en un tanque con mezclador o habilitando una zona de mezcla tipo cascada. Cuando en lugar de emplearse medios mecánicos el mezclado se realiza por turbulencia hidráulica, ésta debe mantenerse al menos durante 30 segundos.

Tabla 6.5. Dosis de hipoclorito para diferentes tipos de agua residual

Tipo de agua a tratar	Intervalo de dosis (mg/L)
Depurada no nitrificada	10-15
Depurada nitrificada	6-8
Depurada y filtrada	1-5



Figura 6.6. Laberinto de cloración

El tiempo de contacto suele oscilar entre 20 y 30 minutos a caudal medio. Si el tiempo de recorrido en el emisario de evacuación a caudal máximo de proyecto es suficiente para igualar o exceder el tiempo de contacto requerido, puede ser posible eliminar el tanque de cloración.

La velocidad en el canal o laberinto debe ser de 2-4 m/min, evitando así posibles deposiciones de sólidos en el fondo.

En caso de tener un efluente sin nitrificación y filtrado (con menos de 10 mg/L en DBO_5 y en SST), se precisaría de 4-6 mg/l de Cl_2 con un tiempo de contacto de 20 minutos, para llegar a menos de 2,000 de coliformes fecales partiendo de $10^7 \text{NMP}/100 \text{ mL}$ en el influente.

Se consigue una buena desinfección de un efluente depurado con una dosificación de cloro libre de 450 mg.min/L, es decir, con un tiempo de retención de 30 min y una concentración de cloro de 15 mg/L (WEF, 2010).

6.3.3.3. Características de la línea adoptada

Rendimientos

La cloración puede reducir el número de patógenos hasta el nivel que sea necesario, dosificando el cloro adecuado.

Influencia de las características del terreno

Al requerirse poca superficie para la construcción de este tipo de tratamiento, las características del terreno disponible para su implantación ejercen una escasa influencia sobre su posible elección.

Influencia de la temperatura

Las reacciones químicas son más rápidas con temperaturas mayores lo que influye en el tiempo de retención necesario.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga

Las grandes variaciones de caudal disminuyen la eficacia de los sistemas de cloración cuando estos no disponen de dosificadores automáticos en función del caudal, al no adecuar las dosis de cloro a los incrementos de la demanda. El resultado es un incremento en la concentración de coliformes fecales en el efluente depurado en los caudales punta y un exceso de cloro residual cuando los caudales son inferiores a la media.

Producción y características de los lodos

En los sistemas de cloración que disponen previamente de filtros de arena a gravedad o presión con lavado a contracorriente, se elimina agua sucia en una cuantía del 3 % del caudal de agua tratada. Esta agua procedente de la limpieza de los filtros debe retornarse a cabecera de la instalación.

Complejidad de explotación y mantenimiento

El sistema de cloración puede ser de manejo sencillo si la dosificación es de tipo manual, aunque hay que mantener adecuadamente a la bomba de cloración. Si la dosificación es automática en función del caudal, el mantenimiento se complica y se necesita un personal más cualificado. En cualquier caso, existen riesgos en la manipulación del hipoclorito sódico por su carácter corrosivo.

Si se dispone de un sistema de filtración previa mediante arena, la explotación y el mantenimiento estarán en función de la complejidad del sistema de filtración instalado. Los filtros de gravedad o presión, con lavado mediante agua y aire, tienen labores de mantenimiento, requiriéndose un personal con cualificación.

Impactos ambientales

Como se ha visto a lo largo del texto, la cloración puede producir impactos ambientales importantes y es por ello que en muchos países se está sustituyendo por la radiación ultravioleta (UV). En nuestro caso se ha desechado por sus altos costos de implantación y mantenimiento, y por la dependencia de suministros del exterior.

El problema más importante de la cloración es la formación de subproductos tóxicos no admitidos en aguas de consumo humano y no deseable en otros escenarios, aunque no existe normativa en El Salvador que limite el vertido de este tipo de compuestos. Como se ha dicho anteriormente, se puede limitar la generación de estos subproductos disminuyendo la concentración de DBO_5 y SST en el efluente depurado y realizando una buena dosificación del cloro.

Estimación de la superficie

Para la estimación de la superficie necesaria para la implantación de los sistemas de desinfección tras las líneas de tratamiento estudiadas (salvo del lagunaje), se han adoptado las premisas siguientes:

- Desinfección sin filtración previa

Población: menor de 5,000 habitantes.

Agente desinfectante: hipoclorito cálcico.

Forma de preparación:

Depósito para la dilución del hipoclorito cálcico sobre solera de hormigón.

Capacidad del depósito: 2 días de trabajo.

Forma de aplicación:

Dosificación mediante bombas dosificadoras.

Laberinto de cloración: construido en obra civil y diseñado para un tiempo de retención hidráulica de 20 minutos y una velocidad de paso de 3 metros/minuto.

- Desinfección sin filtración previa

Población: mayor de 5,000 habitantes.

Agente desinfectante: hipoclorito sódico.

Forma de preparación:

Equipo compacto de generación de hipoclorito sódico *in situ*.

Depósito para el almacenamiento del hipoclorito sódico generado, sobre solera de hormigón.

Forma de aplicación:

Dosificación mediante bombas dosificadoras.

Laberinto de cloración: construido en obra civil y diseñado para un tiempo de retención hidráulica de 20 minutos y una velocidad de paso de 3 metros/minuto.

- Desinfección con filtración previa

Población: menor de 5,000 habitantes.

Filtración: filtro de arena a presión, con la bomba correspondiente para la alimentación/lavado del filtro.

Agente desinfectante: hipoclorito cálcico.

solera de hormigón. Dosificación mediante bombas dosificadoras.

Forma de preparación:

Depósito para la dilución del hipoclorito cálcico sobre solera de hormigón.

Laberinto de cloración: construido en obra civil y diseñado para un tiempo de retención hidráulica de 20 minutos y una velocidad de paso de 3 metros/minuto.

Capacidad del depósito: 2 días de trabajo.

Las dosis de aplicación de hipoclorito, en función de la naturaleza de las aguas a desinfectar, se han obtenido de la Tabla 6.5, tomándose los valores más altos de los rangos de dosificación que se recomiendan (15 g/l para las aguas no nitrificadas sin filtrar, 8 g/l para las aguas nitrificadas sin filtrar y 5 g/l para las aguas filtradas). Esto con el objeto de trabajar con una mayor seguridad en la desinfección para conseguir los límites establecidos y previniendo los posibles cambios que pueden darse en el agua depurada a tratar.

Forma de aplicación:

Dosificación mediante bombas dosificadoras.

Laberinto de cloración: construido en obra civil y diseñado para un tiempo de retención hidráulica de 20 minutos y una velocidad de paso de 3 metros/minuto.

- Desinfección con filtración previa

Población: mayor de 5,000 habitantes.

Filtración: filtro de arena a presión, con la bomba correspondiente para la alimentación/lavado del filtro.

Agente desinfectante: hipoclorito sódico.

Igualmente, se han tenido en cuenta las consideraciones para los diseños básicos, recogidas en el apartado 3.2.3.

La Tablas 6.6 y 6.7 muestran los requisitos de superficie para la implantación de los sistemas de desinfección, de acuerdo con las premisas establecidas, y para los distintos rangos de población considerados.

Forma de preparación:

Equipo compacto de generación de hipoclorito sódico *in situ*.

En el caso de los efluentes depurados nitrificados (procedentes de aireaciones extendidas y de filtros percoladores, fundamentalmente) donde la dosis requerida es menor, las superficies necesarias para su desinfección, sin filtración previa, son muy similares a las recogidas en la Tabla 6.5.

Forma de aplicación:

Depósito para el almacenamiento del hipoclorito sódico generado sobre

Tabla 6.6. Requisitos de superficie para la desinfección por cloración de los efluentes depurados sin filtrar

Habitantes	Superficie necesaria (m ²)	
	Dosificación con hipoclorito cálcico	Dosificación con hipoclorito sódico
100	0.59	
200	0.30	
500	0.16	
1,000	0.13	
2,000	0.09	
5,000	0.04	
10,000		0.02
15,000		0.01
20,000		0.01
25,000		0.008
30,000		0.007
40,000		0.005
50,000		0.004

Costos de implantación

Partiendo de las consideraciones establecidas para el cálculo de las superficies necesarias para la implantación de los sistemas de desinfección, se ha procedido a la estimación de los costos de implantación de estos sistemas en función de la población servida y de que el efluente esté: a) depurado sin nitrificar, b) depurado nitrificado y c) depurado y filtrado (Tablas 6.8 , 6.9 y 6.10).

El hecho de que por encima de los 5,000 habitantes los costos de implantación, cuando se recurre a una etapa de filtración previa sean inferiores a cuando las aguas depuradas no se filtran antes de su desinfección, viene justificado por el hecho de que en el caso de las aguas filtradas se recurre a dosificaciones de hipoclorito tres veces inferiores (5 mg/m), que en el caso de las aguas tratadas sin filtrar (15 mg/l). Este hecho repercute notablemente en el costo del equipo de generación *in situ* del agente desinfectante.

Tabla 6.7. Requisitos de superficie para la desinfección por cloración de los efluentes depurados filtrados

Habitantes	Superficie necesaria (m ²)	
	Dosificación con hipoclorito cálcico	Dosificación con hipoclorito sódico
100	0.59	
200	0.30	
500	0.16	
1,000	0.13	
2,000	0.09	
5,000	0.04	
10,000		0.02
15,000		0.02
20,000		0.01
25,000		0.009
30,000		0.008
40,000		0.006
50,000		0.005

Tabla 6.8. Costos de implantación de los sistemas de desinfección por cloración de los efluentes depurados sin filtrar

Habitantes	Costos (USD \$/habitante)	
	Dosificación con hipoclorito cálcico	Dosificación con hipoclorito sódico
100	241	
200	123	
500	63	
1,000	41	
2,000	26	
5,000	13	
10,000		26
15,000		21
20,000		18
25,000		15
30,000		14
40,000		12
50,000		14

Tabla 6.9. Costos de implantación de los sistemas de desinfección por cloración de los efluentes depurados filtrados

Habitantes	Costos (USD\$/habitante)	
	Dosificación con hipoclorito cálcico	Dosificación con hipoclorito sódico
100	281	
200	143	
500	71	
1,000	45	
2,000	30	
5,000	17	
10,000		17
15,000		14
20,000		14
25,000		13
30,000		13
40,000		11
50,000		10

En el caso de la desinfección de los efluentes previamente nitrificados, la Tabla 6.10 muestra los costos de implantación en función de la población servida.

Se observa en este caso, que por debajo de los 5,000 habitantes (donde se recurre al empleo de hipoclorito cálcico como agente desinfectante), los costos de implantación son los mismos que en el caso de la desinfección de efluentes no nitrificados. Sin embargo, por encima de los 5,000 habitantes sí se nota una disminución de dichos costos (donde se recurre al empleo de cloradores *in situ*), cuyo precio se ve afectado por necesitarse menos dosis de cloro al estar los efluentes nitrificados (8 mg/l frente a 15 mg/l.).

Tabla 6.10. Costos de implantación de los sistemas de desinfección por cloración de los efluentes nitrificados sin filtrar

Habitantes	Costos (USD\$ /habitante)	
	Dosificación con hipoclorito cálcico	Dosificación con hipoclorito sódico
100	241	
200	123	
500	63	
1,000	41	
2,000	26	
5,000	13	
10,000		21
15,000		17
20,000		15
25,000		13
30,000		11
40,000		9
50,000		9

Costos de explotación

Las siguientes Tablas muestran los consumos energéticos y las necesidades de reactivos, para la desinfección de las aguas tratadas, de acuerdo a la población servida, y teniendo en cuenta las premisas establecidas en el apartado anterior (Tablas 6.11 a 6.16).

Las Tablas siguientes muestran los costos de explotación (USD \$/hab.año) para la desinfección de las aguas tratadas, de acuerdo a la población servida, y teniendo en cuenta las premisas establecidas en el apartado anterior. Los costos de personal se consideran ya incluidos en los costos calculados para la explotación y mantenimiento de las diferentes líneas de tratamiento consideradas (Tablas 6.17 a 6.22).

Tabla 6.11. Costos energéticos y de reactivo de los sistemas de desinfección por cloración con hipoclorito cálcico de los efluentes depurados sin filtrar

Habitantes	100	200	500	1,000	2,000	5,000
Consumo eléctrico (kWh/d)	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
Consumo de hipoclorito cálcico (kg/d)	0.9	1.8	4.4	8.8	17.7	51.6



Tabla 6.12. Costos energéticos y de reactivo de los sistemas de desinfección por cloración con hipoclorito sódico de los efluentes depurados sin filtrar

Habitantes	10,000	15,000	20,000	25,000	30,000	40,000	50,000
Consumo eléctrico (kWh/d)	64.8	112.8	136.8	160.8	184.8	256.8	304.8
Consumo de sal (kg/d)	25	50	60	70	80	125	150

Tabla 6.13. Costos energéticos y de reactivos de los sistemas de desinfección por cloración con hipoclorito cálcico de los efluentes depurados filtrados

Habitantes	100	200	500	1,000	2,000	5,000
Consumo eléctrico (kWh/d)	3.3	3.3	3.4	4.2	5.0	12.0
Consumo de hipoclorito cálcico (kg/d)	0.3	0.6	1.5	2.9	5.9	17.2

Tabla 6.14. Costos energéticos y de reactivos de los sistemas de desinfección por cloración con hipoclorito sódico de los efluentes depurados filtrados

Habitantes	10,000	15,000	20,000	25,000	30,000	40,000	50,000
Consumo eléctrico (kWh/d)	168.0	309.6	415.2	592.8	962.4	1,144.8	1,444.8
Consumo de sal (kg/d)	10	15	20	25	30	35	50

Tabla 6.15. Costos energéticos y de reactivo de los sistemas de desinfección por cloración con hipoclorito cálcico de los efluentes nitrificados sin filtrar

Habitantes	100	200	500	1,000	2,000	5,000
Consumo eléctrico (kWh/d)	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
Consumo de hipoclorito cálcico (kg/d)	0.5	0.9	2.4	4.7	9.4	23.9

Tabla 6.16. Costos energéticos y de reactivo de los sistemas de desinfección por cloración con hipoclorito sódico de los efluentes nitrificados sin filtrar

Habitantes	10,000	15,000	20,000	25,000	30,000	40,000	50,000
Consumo eléctrico (kWh/d)	50.4	69.6	88.8	105.6	134.4	170.4	204.0
Consumo de sal (kg/d)	13	26	32	37	42	66	79

Tabla 6.17. Costos de explotación de los sistemas de desinfección por cloración con hipoclorito cálcico de los efluentes depurados sin filtrar

Habitantes	100	200	500	1,000	2,000	5,000
Costo (USD \$/hab.año)	4.98	3.89	3.17	2.95	2.86	3.25

Tabla 6.18. Costos de explotación de los sistemas de desinfección por cloración con hipoclorito sódico de los efluentes depurados sin filtrar

Habitantes	10,000	15,000	20,000	25,000	30,000	40,000	50,000
Costo (USD \$/hab.año)	0.70	0.83	0.76	0.71	0.68	0.72	0.69

Tabla 6.19. Costos de explotación de los sistemas de desinfección por cloración con hipoclorito cálcico de los efluentes depurados filtrados

Habitantes	100	200	500	1,000	2,000	5,000
Costo (USD \$/hab.año)	3.93	2.43	1.53	1.28	1.15	1.29

Tabla 6.20. Costos de explotación de los sistemas de desinfección por cloración con hipoclorito sódico de los efluentes depurados filtrados

Habitantes	10,000	15,000	20,000	25,000	30,000	40,000	50,000
Costo (USD \$/hab.año)	2.01	1.93	1.94	1.73	1.88	1.88	1.70

Tabla 6.21. Costos de explotación de los sistemas de desinfección por cloración con hipoclorito cálcico de los efluentes nitrificados sin filtrar

Habitantes	100	200	500	1,000	2,000	5,000
Costo (USD \$/hab.año)	3.74	2.49	1.93	1.68	1.57	1.53

Tabla 6.22. Costos de explotación de los sistemas de desinfección por cloración con hipoclorito sódico de los efluentes nitrificados sin filtrar

Habitantes	10,000	15,000	20,000	25,000	30,000	40,000	50,000
Costo (USD \$/hab.año)	0.52	0.50	0.47	0.45	0.47	0.46	0.44

6.4 Lagunaje de maduración

6.4.1. Descripción del proceso

El principal objetivo de una laguna de maduración es la eliminación de microorganismos patógenos, por lo que su profundidad recomendada tras un tratamiento de depuración secundario estaría entre 0.8 a 1.2 m para favorecer el intercambio de oxígeno y el acceso de la luz solar en todo el perfil (Figura 6.7).

Con estas profundidades, temperaturas por encima de los 20 °C y tiempos de retención entre 5-10 días, se puede llegar a reducir 3 u.log. de coliformes fecales con lagunas en serie, o en una sola laguna equipada con paneles que simule un flujo pintón.

La descripción de este tipo de laguna, su funcionamiento y sus parámetros de diseño se recogen en el apartado 5.3 de este documento.

6.4.2. Tratamientos previos

No precisa de ningún tratamiento previo

6.4.3. Parámetros de diseño

Los principales parámetros de diseño se recogen en la Tabla 6.23. El tiempo de retención de una laguna de maduración será mayor de 5 días cuando vaya tras un sistema de lagunaje y mayor de 7 cuando complete otro tipo de línea de tratamiento.

6.4.4. Características del tratamiento

Los rendimientos que se pueden obtener en una laguna de maduración se establecen en la Tabla 6.24.

Los aspectos relativos a las características del terreno, la influencia de la temperatura, la flexibilidad ante variaciones de caudal y carga, la producción y características de los lodos, la complejidad de explotación y mantenimiento y los impactos ambientales, son similares a los establecidos en el apartado 5.3.

Estimación de superficie

Para la estimación de la superficie necesaria para la implantación de una laguna de maduración, a modo de sistema de desinfección detrás de las líneas de tratamiento consideradas, se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

Tabla 6.23. Parámetros de diseño de las lagunas de maduración

Profundidad (m)	0.8-1.2
Carga orgánica superficial (kg DBO ₅ /ha.día)	< 100
Tiempo de retención (días)	5-10



Figura 6.7. Laguna de maduración

- Las premisas recogidas en el apartado 3.2.3
- Los parámetros de diseño de la Tabla 6.23 adoptándose un tiempo de retención de 7 días.

Con los datos obtenidos de este dimensionamiento se ha confeccionado una tabla (Tabla 6.25), que recoge la superficie necesaria para la implantación de una laguna de maduración, a modo de sistema de desinfección en función del tamaño de la población servida.

Costos de implantación

Adoptando los mismos criterios de los dimensionamientos básicos comentados en el apartado 3.2, y con las consideraciones adoptadas para el cálculo de las superficies se ha procedido a la determinación de los costos de implantación de las aireaciones extendidas, para los distintos tamaños de población servidos (Tabla 6.26).

Tabla 6.24. Rendimientos de una laguna de maduración

DBO ₅ (mg/l)	30-40
SS (mg/l)	25-30
DQO (mg/l)	20-30
Coliformes fecales (u. Log.)	3-4



Figura 6.8. Humedal Artificial de Flujo Superficial en cola de un tratamiento (Granollers, Barcelona, España)

Costos de explotación

Los costos de explotación de una laguna de maduración, empleada a modo de sistema de desinfección de cada una de las líneas de tratamiento propuestas (excepto el lagunaje), se consideran ya integrados en los costos de explotación estimados para estas líneas.

6.5 Humedal de flujo superficial

6.5.1. Descripción del proceso

En este tipo de humedales artificiales el agua discurre libremente por la superficie del soporte donde se encuentran enraizadas las plantas, circulando alrededor de sus tallos y hojas. Estos humedales están constituidos por balsas con vegetación acuática y niveles de agua poco profundos (inferiores a 0.4 metros). Son eficaces en la eliminación de la DBO_5 , SST, N_T y coliformes fecales.

La descripción de este tipo de humedales artificiales y su funcionamiento se recogen en el apartado 5.4 de este documento.

6.5.2. Tratamientos previos

No precisa de ningún tratamiento previo.

Tabla 6.25. Requisitos de superficie para la implantación de una laguna de maduración como sistema de desinfección

Población	Superficie (m ² /hab)
100	3.52
200	2.83
500	2.17
1,000	1.83
2,000	1.60
5,000	1.55
10,000	1.43
15,000	1.55
20,000	1.52
25,000	1.49
30,000	1.47
40,000	1.45
50,000	1.43

Tabla 6.26. Costos de implantación de una laguna de maduración como sistema de desinfección

Población	Costo (\$/hab)
100	167
200	116
500	82
1,000	69
2,000	64
5,000	61
10,000	68
15,000	68
20,000	67
25,000	67
30,000	66
40,000	66
50,000	66

Tabla 6.27. Parámetros de diseño de humedales de flujo superficial

Parámetros	Valor
Tiempo de retención hidráulica (días)	4-15
Profundidad del agua (m)	0.1-0.4
Carga orgánica (kg DBO ₅ /hab.día)	< 67
Carga hidráulica (m ³ /m ² .día)	0.014-0.046

6.5.3. Parámetros de diseño

Los principales parámetros de diseño se recogen en la Tabla 6.27.

6.5.4. Características del tratamiento

Los humedales de flujo superficial consiguen buenos rendimientos de eliminación de DBO₅ y SST, produciendo efluentes con concentraciones menores de 10 mg/l, para ambos casos. También son eficaces en la

Tabla 6.28. Requisitos de superficie para la implantación de un humedal artificial de flujo superficial como sistema de desinfección

Población	Superficie (m ² /hab)
100	5.05
200	4.08
500	3.21
1,000	2.78
2,000	2.47
5,000	2.52
10,000	2.37
15,000	2.61
20,000	2.57
25,000	2.54
30,000	2.52
40,000	2.49
50,000	2.47

reducción del de N_T con reducciones del orden del 60 %.

En lo referente a la desinfección, con temperaturas superiores a los 20 °C se pueden conseguir reducciones de 2-3 u. Log.

Los aspectos relativos a las características del terreno, la influencia de la temperatura, la flexibilidad ante variaciones de caudal y carga, la producción y características de los lodos, la complejidad de explotación y mantenimiento y los impactos ambientales, son similares a los establecidos en el apartado 5.4.5.3 de este documento.

Estimación de superficie

Para la estimación de la superficie necesaria para la implantación de un humedal artificial de flujo superficial, a modo de sistema de desinfección detrás de las líneas de tratamiento consideradas, se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones.

Tabla 6.29. Costos de implantación de un humedal artificial de flujo superficial como sistema de desinfección

Población	Costo (USD \$/hab)
100	179
200	134
500	103
1,000	91
2,000	84
5,000	90
10,000	88
15,000	99
20,000	98
25,000	98
30,000	97
40,000	97
50,000	97

- Las premisas recogidas en el apartado 3.2.3
- Los parámetros de diseño de la Tabla 6.27 adoptándose un tiempo de retención de 5 días.

Con los datos obtenidos de este dimensionamiento se ha confeccionado una tabla (Tabla 6.28) que recoge la superficie necesaria para la implantación de un humedal de flujo superficial a modo de sistema de desinfección en función del tamaño de la población servida.

Con estos datos y los presentados en la Tabla 6.25 de superficie requerida por una laguna de maduración, queda evidenciado que el uso de humedales como tratamiento de desinfección es solo aconsejable en pequeñas poblaciones (por debajo de los 1000 habitantes), ya que la superficie que se precisa es del orden de un 60 % mayor que el de una laguna de maduración para conseguir el mismo objetivo de desinfección.

Costos de implantación

Adoptando los mismos criterios de los dimensionamientos básicos comentados en el apartado 3.2, y con las consideraciones adoptadas para el cálculo de las superficies se ha procedido a la determinación de los costos de implantación de humedales artificiales de flujo superficial para los distintos tamaños de población servidos (Tabla 6.29).

Costos de explotación

Los costos de explotación de un humedal artificial de flujo superficial, empleado a modo de sistema de desinfección de cada una de las líneas de tratamiento propuestas (excepto el lagunaje), se consideran ya integrados en los costos de explotación estimados para estas líneas.

7.Tratamientos de lodos

La PTAR está compuesta por dos líneas diferenciadas: la línea de agua y la de lodos. La línea de agua se diseña en función de las necesidades del medio receptor, así como de otros condicionantes ambientales y económicos. La línea de lodos debería también seguir los mismos criterios y ser dimensionada según el destino del lodo, unido a otros factores, entre los que se puede destacar el impacto que pueda tener dicho tratamiento en la línea de agua.

Los lodos se originan fundamentalmente en los tratamientos primarios y secundarios de la línea de agua de la planta. En ambos casos, son un residuo líquido, con un contenido en agua superior al 95 %, por lo que ocupan volúmenes importantes y de naturaleza putrescible. Estas características del lodo producido hacen que sea necesario someterlo a un tratamiento que permita su evacuación y disposición final de manera óptima, tanto desde el punto de vista sanitario y medioambiental, como de su manejo. El tratamiento debe tener en cuenta los siguientes objetivos:

- Reducir el volumen, mediante su concentración y eliminación parcial del agua
- Estabilización para evitar problemas de fermentación y putrefacción
- Conseguir una textura que los haga manejables y fáciles de transportar
- Eliminación de patógenos, que los haga inocuos desde un punto de vista sanitario

Las características del lodo obtenido en una PTAR van a depender del agua residual tratada,

ya que la mayor parte de los contaminantes de la misma pasan al lodo, así como de los propios sistemas de tratamiento que presenten tanto la línea de agua como de lodos, que van a condicionar la cantidad generada como el grado de estabilización del mismo.

La caracterización de lodos es importante para poder tratarlos y gestionarlos adecuadamente, teniendo en consideración los riesgos ambientales y sanitarios, de forma que se seleccionen alternativas que garanticen la sostenibilidad de su disposición final. Así, las características del lodo hacen que, fundamentalmente, su destino final sea la disposición en el terreno, la disposición en vertedero u otros.

Con la *disposición en el terreno* se pretende aprovechar el contenido de materia orgánica y de nutrientes que tiene el lodo, como nitrógeno, fósforo y potasio, por lo que pueden usarse como fertilizantes o correctores de suelo. Sin embargo, el lodo puede contener patógenos, como ocurre en El Salvador, siendo conveniente la realización de un tratamiento de higienización antes de su uso en agricultura, como puede ser el compostaje. En caso de contener metales, u otras sustancias perjudiciales para el medio ambiente, deben realizarse estudios previos para ver si sus concentraciones y cuantías anuales no sobrepasan los valores límites recomendables. Estos valores se recogen en diversas normativas europeas y americanas. A título de ejemplo se recoge en las Tablas 7.1 y 7.2 los límites establecidos en la Directiva 88/278/CEE, traspasada a la legislación española en el R.D. 1310/1990 por el que se regula los lodos de depuradora en el sector agrario.

Tabla 7.1. Valores límite de concentración de metales pesados en los lodos destinados a su utilización agrícola (R.D. 1310/1990)

Parámetros	Valores límite (mg/kg de materia seca)	
	Suelos con pH menor de 7	Suelos con pH mayor de 7
Cadmio	20	40
Cobre	1,000	1,750
Níquel	300	400
Plomo	750	1,200
Zinc	2,500	4,000
Mercurio	16	25
Cromo	1,000	1,500

Tabla 7.2. Parámetros límite para las cantidades anuales de metales pesados que se podrán introducir en los suelos basándose en una media de 10 años (R.D. 1310/1990)

Componente	Valores límite (kg/ha.año)
Cadmio	0.15
Cobre	12.0
Níquel	3.0
Plomo	15.0
Zinc	30.0
Mercurio	0.10
Cromo	3.0

Otra opción es la disposición de lodos en vertederos, cuyos requerimientos son cada vez más restrictivos y los costos de gestión cada vez mayores.

Para poder determinar cuál sería la disposición final más apropiada para un determinado lodo, se debe hacer una caracterización de al menos los siguientes parámetros: sólidos suspendidos, sólidos totales, nitrógeno total Kjeldahl, fósforo y metales pesados (cromo, plomo, mercurio, cadmio, níquel, cobre y cinc).

7.1. Producción y características de lodos

La cantidad de lodos producidos en el tratamiento del agua residual depende de la cantidad de sólidos, del grado de contaminación que entra diariamente en la planta y del tipo de tratamiento al que se someta al agua.

Los diferentes capítulos en los que se desglosa la línea de agua recogen la producción de lodos que cabe esperar para cada uno de los tipos de tratamiento considerados. En la Tabla 7.3 se muestra un resumen de la producción y características de los lodos de estas líneas de tratamiento.

Al igual que la cantidad de lodos producidos, las características de los mismos varían ampliamente debido a las grandes diferencias que existen en los tipos de aguas residuales y en el diseño y operación de las PTAR. La principal diferencia entre los lodos de distintas plantas se observa en el lodo primario. Los distintos hábitos, la climatología, la componente industrial y el propio urbanismo de las cuencas de recogida de aguas implican unos perfiles, tanto de caudal como de contenido orgánico y contaminación, muy diferentes para los residuos obtenidos en el pretratamiento y en el tratamiento primario de las plantas depuradoras.

Tabla 7.3. Características y producción por habitante y día de los lodos producidos por cada línea de tratamiento adoptada

Tratamiento	Línea	Lodos producidos	Características (Estabilizado / no estabilizado)	Observaciones
Filtro percolador	TI + FP + SS	18-32 gr MS/h.día 4-6% 0.4-0.6 L/h.día	Estabilizados	Los lodos biológico se bombean a cabecera del TI
	SP + FP + SS	42-53 gr MS/h.día 2-4% 1.4-1.8 L/h.día	No estabilizado	Los lodos del filtro se bombean a cabecera del SP. Si se llevaran directamente a la línea de lodos, y se mezclaran con los primarios, la concentración de los lodos mixtos sería de 1.5-2.5 %, y su volumen 2.1-3.1 L/h.día
RAFA+filtro percolador	RAFA + FP + SS	18-32 gr MS/h.día 4-6% 0.4-0.6 L/h.día	Estabilizados	Los lodos biológico se bombean a cabecera del RAFA
Lagunaje	LA + LF + LM	6-10 gr MS/h.día 6-8% 0.08-0.14 L/h.día	Estabilizados	
Humedales artificiales	TI + HSSH o HSSV	17-21 gr MS/h.día 4-6% 0.3-0.4 L/h.día -	Estabilizados	-
Aireación extendida	AE + SS	32-48 gr MS/h.día 0.8-1.2% 3.2-4.8 L/h.día	Estabilizados	-
CBR	TI + CBR + SS	18-32 gr MS/h.día 4-6% 0.4-0.6 L/h.día	Estabilizados	Los lodos biológico se bombean a cabecera del tanque Imhoff
	SP + CBR + SS	42-53 gr MS/h.día 2-4% 1.4-1.8 L/h.día	No estabilizado	Los lodos del CBR se bombean a cabecera del SP. Si se llevaran directamente a la línea de lodos, y se mezclaran con los primarios, la concentración de los lodos mixtos sería de 1.5-2.5 % y su volumen 2.1-3.1 L/h.día

Acronimos: TI (Tanque Imhoff); FP (Filtro Percolador); SP (Sedimentador Primario); SS (Sedimentador Secundario); RAFA (Reactor Anaerobio Flujo Ascendente); LA (Laguna Anaerobia); LF (Laguna Facultativa); LM (Laguna Maduración); HSSH (Humedal Subsuperficial Horizontal); HSSV (Humedal Subsuperficial Vertical); AE (Aireación Extendida); CBR (Contactor Biológico Rotativo).

7.2. Sistemas de tratamientos de lodos adoptados

El lodo, como ya se ha comentado, necesita ser sometido a tratamientos de estabilización y deshidratación, con el fin de reducir su capacidad de putrefacción, disminuir su volumen y hacerlo manejable. Cuanto mayor sea la eficiencia de estos tratamientos menores serán los costos de transporte y disposición final del lodo, y menor la posibilidad de que

se desarrollen microorganismos patógenos en el mismo.

Los procesos existentes para conseguir los mencionados objetivos son muchos y variados. Así, la estabilización del lodo puede llevarse a cabo mediante procesos aerobios, anaerobios o químicos. Los procesos aerobios y químicos conllevan un gasto energético y/o la adicción de agentes químicos que podrían hacer inviable el mantenimiento de la planta.

Dado el objetivo de adoptar tecnologías sencillas de operar y de bajos costos de explotación, el sistema de estabilización idóneo sería la digestión anaerobia en caso de no estar estabilizado el lodo.

Para reducir la cantidad de agua presente en los lodos se distinguen básicamente dos alternativas de deshidratación: secado mecánico y secado natural. El primero se lleva a cabo mediante procesos físicos de centrifugación o filtración. La sequedad que llega a obtenerse mediante estos procesos es del 15 al 35 %, en función de las características del lodo y de las condiciones de operación. Una de las principales desventajas de estos sistemas son sus altos costos de operación y mantenimiento, ya que llevan asociados un consumo de energía eléctrica y, para obtener sequedades en el rango superior del citado intervalo, es necesario el empleo de polielectrolitos como acondicionadores del lodo.

En los sistemas naturales de secado, la deshidratación del lodo tiene lugar sin ningún gasto energético y, aunque puede considerarse adicionar algún tipo de coagulante para conseguir mayores grados de deshidratación, esta práctica no es habitual y el gasto económico que conlleva no queda justificado, salvo en condiciones excepcionales (EPA, 1984). Por tanto, este tipo de sistemas parecen los más adecuados para incluir en estas recomendaciones.

Existe además un sistema mediante humedales artificiales que combina la estabilización y el secado natural del lodo mediante el empleo de plantas.

Para El Salvador se considera recomendable *la digestión anaerobia a temperatura ambiente*, para el caso en que se necesite estabilizar los lodos, y *los patios de secado* para su deshidratación. Se ha desechado la utilización

de humedales artificiales, dada la falta de experiencia de su uso en la región. Sin embargo, se ha incluido un apartado con la descripción de sus características y sus parámetros de diseño, con el objetivo de incentivar su implantación experimental en el futuro.

7.2.1 Estabilización mediante digestión anaerobia

En caso de que la planta cuente con un tratamiento primario tipo tanque Imhoff o RAFA, el lodo primario producido estará estabilizado, por lo que únicamente sería necesario llevar a cabo la estabilización del lodo producido en los procesos aerobios. En este caso, lo más conveniente es emplear estos mismos procesos anaerobios para estabilizar el lodo procedente de la sedimentación secundaria.

Según investigaciones del Programa de pesquisa en Saneamiento Básico (PROSAB) (2003), para que la eficiencia del tratamiento primario no se vea perjudicada al añadir un lodo aerobio, la cantidad de materia orgánica del mismo a digerir no debe exceder del 60 % de la cantidad de materia orgánica presente en el agua residual bruta.

En general, la cantidad de lodos producidos en los procesos anaerobios representa un volumen muy pequeño en comparación con el volumen necesario para realizar el proceso anaerobio primario, por lo que no es necesario que sean tenidos en cuenta a la hora de dimensionar el reactor.

Lo más habitual es que para llevar los lodos anaerobios al tratamiento primario, en el que se produce la digestión anaerobia del fango, sea necesario contar con un bombeo. Puede haber situaciones en las que no sea posible disponer de dicho bombeo, por lo que será necesario contar con otro sistema de estabilización en la línea de lodos.

Así mismo, el tratamiento primario de la línea de agua puede no ser un proceso anaerobio, por lo que será necesario disponer de un reactor específico para llevar a cabo la estabilización de los lodos.

7.2.1.1 Descripción del proceso

De manera general, la digestión anaerobia puede definirse como un complejo proceso microbiológico que permite una degradación importante de la materia orgánica por medio de una fermentación bacteriana productora de metano, en un recinto cerrado y en ausencia de aire. Es un procedimiento lento y requiere ciertas condiciones de temperatura, concentración de materia seca del fango a digerir, tiempo de duración del proceso, pH, alcalinidad, etc.

La digestión anaerobia de la materia orgánica sigue una ruta, que a grandes rasgos, suele dividirse en cuatro etapas consecutivas: hidrólisis (1), acidogénesis (2.3), acetogénesis (4.5) y metanogénesis (6.7) (Figura 7.1).

Los factores más importantes que determinan el funcionamiento de un digestor son los siguientes: tiempo de digestión, temperatura, pH y elementos tóxicos.

Temperatura y tiempo de digestión: en la digestión anaerobia se pueden encontrar tres grupos existentes de organismos diferenciados en función de sus temperaturas óptimas de crecimiento: psicrófilos, mesófilos y termófilos (Figura 7.2).

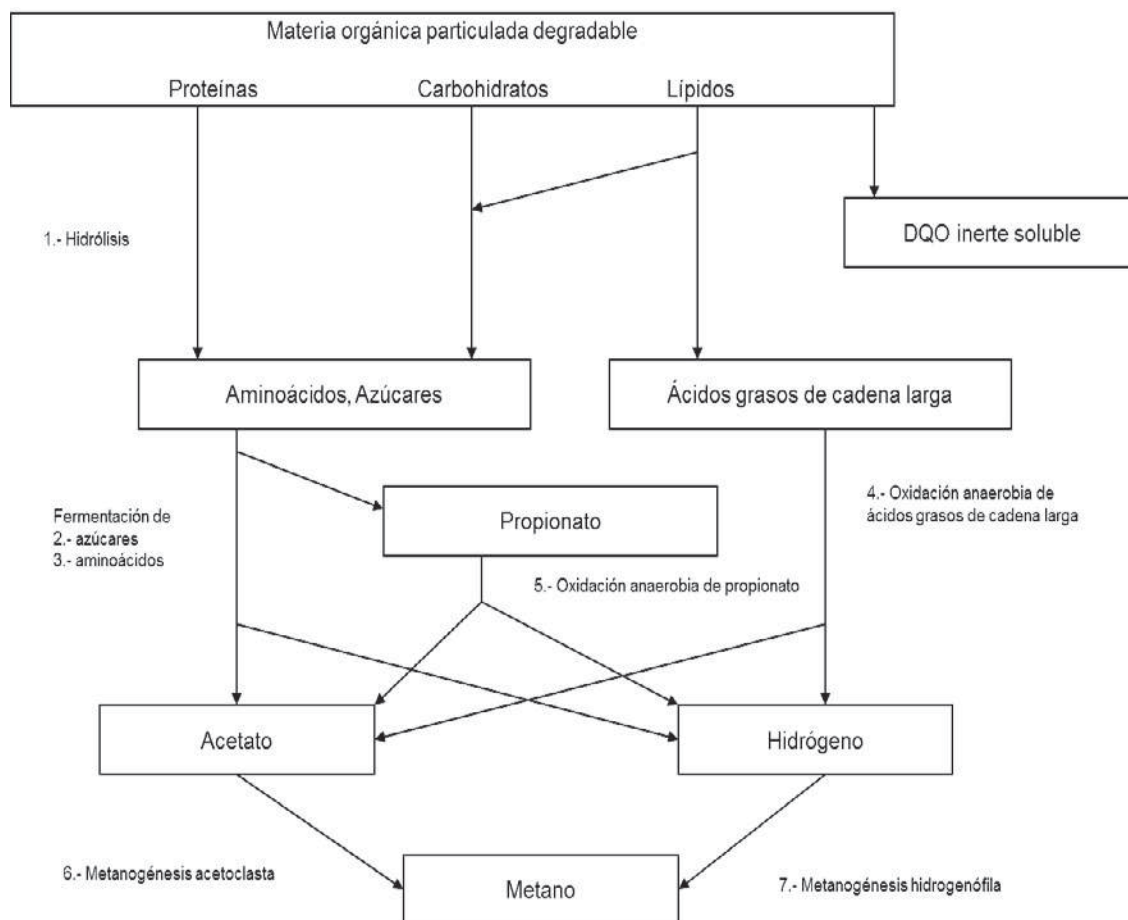


Figura 7.1. Esquema de la digestión anaerobia (Gujer and Zehnder, 1983)

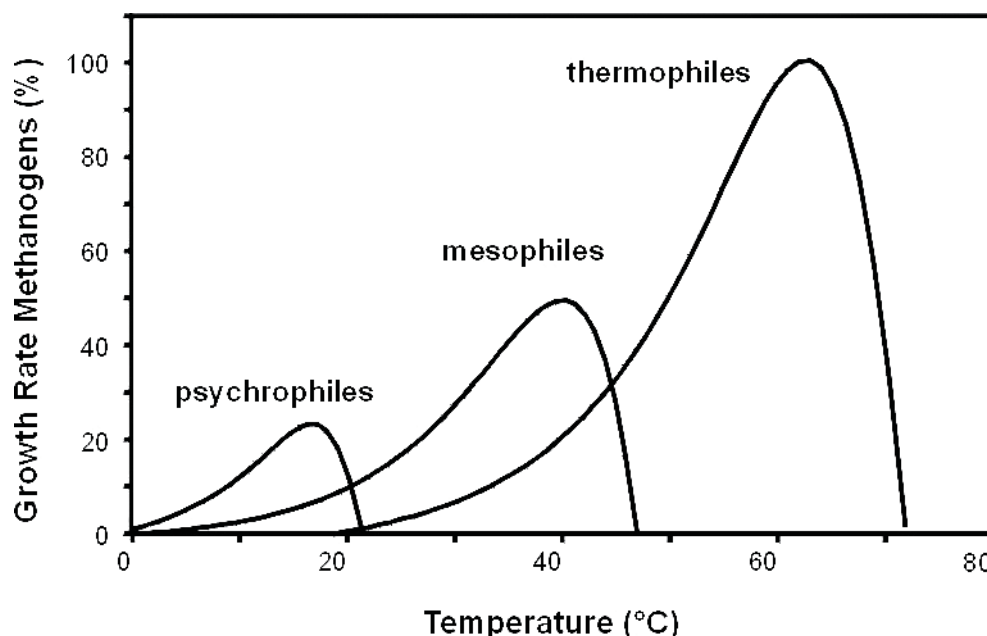


Figura 7.2. Curvas de velocidad de crecimiento de las bacterias metanogénicas frente a la temperatura (Van Lier et al, 1997)

Años de experiencia han comprobado que el proceso de digestión puede realizarse a cualquier temperatura. Cuanto mayor es la temperatura menor será el tiempo necesario para completar la digestión del lodo, por lo que de la temperatura depende el tiempo mínimo de digestión necesario para obtener una destrucción de sólidos volátiles (SV) eficaz (aproximadamente un 40 % de reducción de SV). Por otro lado, que el reactor sea o no agitado también tiene influencia en este tiempo de digestión, siendo menor cuando el lodo está agitado. En la Tabla 7.4 se muestran los tiempos mínimos necesarios para realizar una digestión eficaz en un reactor agitado en función de la temperatura.

La digestión anaerobia mesófila (que opera entre 30 - 38 °C) ha sido el proceso más ampliamente utilizado para la estabilización

biológica de los lodos producidos en las plantas de tratamiento de aguas residuales. Sin embargo, trabajar en rangos de temperatura mesofílicos o termofílicos implica un costo energético de calentamiento. Por este motivo, cuando la digestión anaerobia va a implantarse en regiones templadas, operar el digester en condiciones psicrofílicas reduce el costo de calefacción y facilita las labores de operación del proceso. Hay que tener en cuenta que en rangos de temperatura psicrofílicos tendrá lugar una menor hidrólisis de los compuestos orgánicos presentes en el lodo (Connaughton et al., 2006; Halalsheh et al., 2010).

pH: existen diferentes fases en el proceso en las cuales el pH es variable dependiendo de las reacciones que se producen. Una fase en la que el pH baja por la formación de ácidos y posteriormente otra en la que sube como consecuencia de la formación de metano.

Tabla 7.4. Duración de la digestión en función de la temperatura (Sobrados et al., 2014)

Temperatura (°C)	10	15	20	30
Duración de la digestión (días)	90	60	45	30



Figura 7.3. Izq: Digestor en frío de lodos cuadrado, municipio de Prejano (La Rioja-España) y Dch: Digestor cilíndrico, municipio de Apaneca (El Salvador)

Habitualmente, se obtiene una producción óptima de metano cuando el valor del pH se encuentra estable entre 6.8 y 7.2.

Elementos tóxicos: la presencia de determinadas sustancias como el amonio, ácidos volátiles, metales pesados, cationes de metales ligeros y disolventes químicos, pueden inhibir el proceso de digestión, normalmente, en la fase de metanización.

7.2.1.2. Tipos de reactores

Hasta la fecha se han desarrollado cuatro tipos de reactores diferentes, en cuanto a su forma de trabajo:

Baja carga: la carga de trabajo está dentro del rango de 0.8 a 1.6 kg SV/m³.d. (IWA, 2006). No cuentan con equipos de mezcla ni calentamiento y la alimentación suele hacerse de forma intermitente.

Alta carga: la carga de trabajo está comprendida entre 1.6 y 8 kg SV/m³.d. Cuentan con equipos de agitación y mezcla y el lodo es calentado antes de su entrada en el digestor. La alimentación se realiza de forma uniforme.

Contacto anaerobio: además de los equipos de que dispone un reactor de alta carga, cuenta también con un sistema de recirculación del lodo.

Separación de fases: a diferencia de los anteriores sistemas, en los que todo el proceso de digestión se realiza en un único reactor, la principal característica de este reactor estriba en que la hidrólisis y la formación de ácidos se realiza en un reactor (digestor ácido) y la formación de metano en otro (digestor metánico).

Dado el menor número de equipos necesarios y la menor dificultad que entraña la explotación de los digestores de baja carga, son estos los que se consideran más adecuados para la estabilización de lodos en El Salvador.

En cuanto a su geometría, los reactores anaerobios pueden ser cilíndricos o rectangulares.

Los reactores pueden tener una cubierta o estar abiertos. En el primer caso será posible llevar a cabo la recolección del gas generado, mientras que en el segundo el gas será emitido a la atmósfera. Dado que el gas generado en la digestión anaerobia tiene como componente principal el metano, se recomienda que los digestores se construyan con cubierta para evitar las emisiones de gases de efecto invernadero y posibles problemas de explosión. Si el digestor dispone de una cubierta, el biogás podrá ser recolectado y quemado en antorcha.

7.2.1.3. Parámetros de diseño

Los principales parámetros a tener en cuenta a la hora de calcular el volumen necesario para llevar a cabo el proceso son el tiempo de retención hidráulico del lodo en el digestor, que debe ser suficiente para asegurar una reducción adecuada de sólidos volátiles y la carga de estos que normalmente se mide en kilogramos de SV añadidos diariamente por metro cúbico de digestor.

Para el cálculo del volumen de un digestor sin agitar y de baja carga en temperatura media anual de 25 °C, el tiempo de retención debe ser entre 40-60 días para estabilizar el lodo. En caso de disponer de un digestor agitado de alta carga los tiempos de retención bajarían sustancialmente, 18 -25 días (IWA, 2006).

La altura útil del digestor estará en torno a los 3 metros.

Para evitar escapes de metano se recomienda en plantas grandes cubrir y quemar el gas que produce la digestión. La cubrición del digestor puede realizarse bien mediante una cubierta de obra, o empleando un geotextil, que podrá ser retirado para llevar a cabo la limpieza y mantenimiento del digestor.

7.2.2 Deshidratación por medio de patios de secado

7.2.2.1. Descripción del proceso

Los patios de secado permiten eliminar una cantidad de agua suficiente de los lodos para que puedan ser manejados como material sólido, con un contenido de humedad inferior al 70 %.



Figura 7.4. Patios de secado

Los patios de secado son sistemas de deshidratación en los que se tratan los lodos estabilizados, procedentes de un taque Imhoff o de un digestor anaerobio de lodos. Es importante que el lodo esté bien estabilizado antes de disponerlo en los patios de secado, ya que si no la deshidratación será muy lenta y se generarán problemas de olores y atracción de vectores.

Estos sistemas están conformados por un lecho relleno de material permeable, en cuya superficie se deposita el lodo, en el que la deshidratación se produce por el drenaje del agua (percolación) a través de la masa de lodo y del medio filtrante, y por evaporación a través de la superficie expuesta al aire (Figura 7.4).

El proceso tiene lugar en las siguientes fases:

- En una primera fase, una capa de lodo de unos 20 – 30 cm de espesor se dispone sobre la superficie del medio filtrante.
- Nada más disponer el lodo, parte del agua libre contenida en el mismo comienza a drenar a través del medio filtrante. Esta fase tiene una duración de entre 12 y 18 horas y permite alcanzar sequedades de un 20 %.

- La siguiente fase, la evaporación, es más lenta y produce grietas en la superficie favoreciendo la deshidratación de las capas inferiores, al ser grietas cada vez más profundas. Al final de esta fase, el lodo tendrá una consistencia que le permitirá ser paleable. Las grietas en el lodo se producen cuando la sequedad del mismo está en torno al 40 %. La sequedad final dependerá del espesor de la capa de lodo, de la climatología y del tiempo de retención del lodo.
- Retirada del lodo, normalmente de forma manual.

Los patios suelen ser rectangulares. La profundidad de la balsa debe ser tal que permita la inclusión del medio filtrante, la capa de lodo que se vaya a secar y se incluya una zona de resguardo.

Dado que es necesario disponer del tiempo suficiente para que el lodo alcance la sequedad deseada, se recomienda disponer de varios patios de secado trabajando en discontinuo.

Cada patio está diseñado para contener, en una o más secciones, el volumen completo de lodo a ser evacuado del digestor en una sola purga. Los elementos estructurales del lecho incluyen las paredes laterales, sistema de drenaje, material filtrante, sistema de alimentación del lodo, y, en su caso, la cubierta del lecho (Figura 7.5).

Las paredes de los patios de secado deberán contar con una zona de resguardo de entre 0.5 y 0.9 m de altura para poder instalar las tuberías de alimentación.

Material filtrante

El material filtrante suele estar formado por capas de arena y grava, con diferentes tamaños de grano. De arriba al fondo se disponen las siguientes capas:

- Una capa de arena fina con un espesor de 15 cm. Sobre esta capa, para evitar tener que reponer la arena cada vez que se extrae el lodo seco, pueden ponerse ladrillos o losetas de unos 5 cm de espesor con una separación entre ellos de 2 – 3 cm.

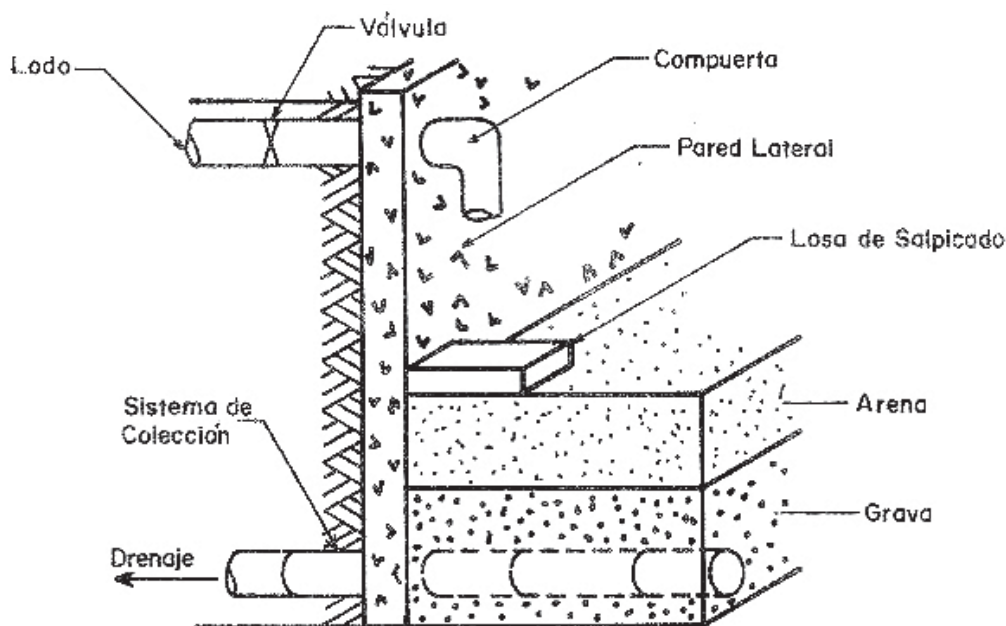


Figura 7.5. Lecho de secado de arena típico (CNA México, 2007)



Figura 7.6. Lodos deshidratados en la PTAR de San José Villanueva (El Salvador)

La arena debe cubrir los huecos entre las losetas y en ningún caso deben entorpecer la percolación.

- Una capa de arena gruesa o de grava muy fina de entre 7.5 y 15 cm de espesor.
- Una capa de grava de tamaño medio de entre 7.5 y 30 cm de espesor.
- Una capa de grava gruesa de entre 7.5 y 20 cm de espesor.

Sistema de alimentación

El lodo líquido puede ser aplicado a los distintos patios a través de conductos cerrados o tubería a presión con válvulas en las salidas de cada sección de lecho, o a través de un canal abierto con aberturas laterales controladas mediante compuertas manuales. Si bien el canal es más fácil de limpiar después de cada uso, puede dar lugar a olores, lo que conllevaría una atracción de vectores.

El disponer de ladrillos o losetas en la superficie del lecho ayuda a que durante la alimentación no se produzca erosión en la superficie de la arena.

Sistema de drenaje

Dado que una gran parte del agua que pierde el lodo en su deshidratación es eliminada mediante drenaje, el lixiviado que se produce debe ser recolectado y tratado adecuadamente. Para ello, es necesario disponer de un sistema de tuberías perforadas que recojan el lixiviado. La tubería principal deberá tener un diámetro no inferior a 10 cm y una pendiente de al menos el 1 %. Las tuberías estarán apoyadas y recubiertas por capas de arena y grava tales que sostengan al lodo y permitan que el líquido se infiltre y sea recolectado en la tubería.

Los lixiviados recolectados deberán enviarse a una arqueta para su posterior bombeo a la línea de agua, donde serán tratados. Dado que el volumen de lixiviados, salvo en la época de lluvias, es relativamente pequeño, para su bombeo a la línea de agua será suficiente tener una bomba de achique.

Cubierta

En algunas ocasiones se utilizan cubiertas para proporcionar un techo a los patios de secado. Su utilización depende de las condiciones ambientales de la zona y de la experiencia que tenga el proyectista en situaciones climáticas similares. El principal objetivo de incorporar una cubierta es proteger el proceso de deshidratación de las precipitaciones, sin embargo en condiciones climatológicas favorables, la evaporación es más rápida en los lechos descubiertos que en los cubiertos.

Las cubiertas pueden ser de diferentes tipos, desde simples techados a cubiertas transparentes de plástico, con la posibilidad de eliminar las paredes cuando se considere necesario.



Figura 7.7. Izq: Patios de secado de las PTAR de San Juan Opico (El Salvador); Dch: PTAR de Colonia Tatumbla (Honduras)

Tabla 7.5. Carga de sólidos a aplicar en función tipo de lodo digerido

Tipo de lodo	Carga de sólidos (kg MS/m ² .año)
Tanque Imhoff o lagunas anaerobias	120-160
UASB	140-180
Primario + lecho bacteriano o CBR	100-120
Aireación extendida	90-110

El empleo de cubiertas transparentes permite aprovechar la energía solar para aumentar la temperatura del lodo, acelerando así la eliminación de agua y con la posibilidad de eliminar organismos patógenos.

7.2.2.2 Tipos de patios de secado

Si bien, en general, al hablar de patios de secado nos referimos a los patios de secado convencionales de arena, hay otros tres tipos: los pavimentados, los de medio filtrante artificial y los de vacío (EPA 1982, 1987).

La principal diferencia entre ellas se encuentra en que en los patios de secado pavimentados, el suelo del patio está pavimentado con asfalto u hormigón. En los de medio filtrante artificial, hay un falso fondo para proteger los sistemas de drenaje y en los patios con vacío están equipadas con una bomba para

aplicar vacío en la parte inferior de las placas porosas del filtro.

El tipo de patio de secado más extendido y de más fácil operación y mantenimiento es el de arena, si bien los pavimentados están empezando a implantarse de forma más generalizada, ya que tienen la ventaja de que el sistema de drenaje está más protegido. La principal diferencia entre ambos estriba, además del material del fondo, en la colocación del sistema de drenaje.

7.2.2.3 Parámetros de diseño

El área necesaria para que tenga lugar la deshidratación del lodo depende de la duración del ciclo de secado, que, como ya se ha dicho, se compone de cuatro periodos diferentes: periodo de alimentación del lodo, periodo de percolación, periodo de evaporación y periodo de extracción del lodo y de preparación de los patios.

El primero y el último dependen de factores relacionados con la disponibilidad de equipamiento y mano de obra, principalmente el último, que presenta una duración mucho mayor. Por su parte, los periodos de percolación y evaporación dependen de factores que no se pueden controlar como son las características del lodo o la climatología.

La carga de sólidos a aplicar varía en función de la naturaleza del lodo. En la Tabla 7.5 se establecen la carga de sólidos a aplicar en eras de secado no cubiertas.

7.2.3 Humedales artificiales para el tratamiento de lodos

7.2.3.1. Descripción del proceso

Los humedales artificiales para el tratamiento de lodos combinan las ventajas de operación de los patios de secado con las producidas por las raíces de las plantas en un humedal artificial de tratamiento de agua. Así pues, a los fenómenos de percolación y evaporación se unen los de transpiración de la planta y la acción de sus raíces, las cuales crean rutas entre los lodos espesados para permitir que el agua escape más fácilmente. La apariencia del lecho es semejante a la de un Humedal Artificial de Flujo Vertical.

En Europa este proceso se emplea como sistema de estabilización y deshidratación del lodo (Uggetti, 2011). La estabilización que tiene lugar en este sistema se justifica por el hecho de que las raíces de las plantas contribuyen a la transferencia de oxígeno entre las capas de grava, creando microespacios anaerobios que favorecen la mineralización (Nielsen, 2003). Se ha observado que las plantas presentes en el humedal pueden retener parte de los metales presentes del lodo, lo que podría ser positivo para su empleo en agricultura.



Figura 7.8. Detalle de la superficie de un humedal para el secado de lodos (Uggetti 2010)

Al igual que en las patios de secado, los lechos de los humedales están rellenos de varias capas de grava y una de arena en superficie sobre la que se planta la vegetación (Figura 7.9).

La alimentación del humedal puede durar de 1 a 2 días, o incluso de 1 a 2 semanas (Uggetti, 2010). Dado que en este caso la percolación no tiene lugar tan rápidamente como en los patios de secado, tras cada aplicación de lodo al humedal es necesario dejar un periodo de reposo, antes de la siguiente aplicación. Mientras dura este periodo se alimentará otro humedal. La duración del periodo de reposo varía en función del número de humedales, de las condiciones climatológicas, del tiempo que lleve funcionando el humedal y del contenido en sólidos del lodo. Así, según la bibliografía se encuentran periodos de reposo cortos (2-10 días) y prolongados (55-65 días en humedales viejos) (Nielsen, 2003).

La capa de lodos a aplicar debe estar entre los 7.5 y los 10 cm de espesor.

Con las sucesivas alimentaciones, la altura de la capa de lodos del humedal se va incrementando, hasta alcanzar una cota máxima, momento en que la alimentación se detiene en ese humedal y se le deja en un periodo de reposo final que puede llevar de 1-2 meses a 1 año.

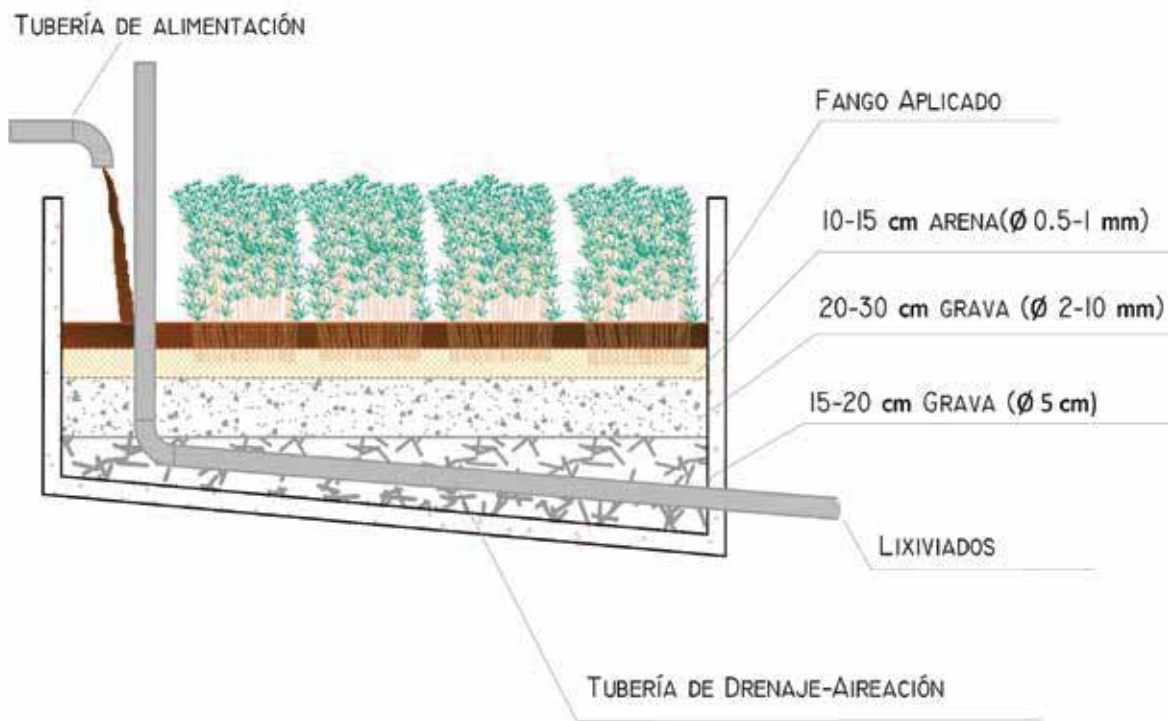


Figura 7.9. Corte transversal de un humedal para el secado de lodos (Uggetti et al., 2010)

El objetivo de este periodo es aumentar el grado de sequedad y de mineralización del lodo. Cuanto mayor sea el número de humedales disponibles, más factible será alargar las rotaciones y mayor será el grado de sequedad y estabilidad que alcance el lodo (Uggetti, 2010). Una vez conseguido el grado de sequedad deseado, el lodo seco es retirado junto con la vegetación del humedal, lo que habitualmente se realiza con una retroexcavadora. Esta operación debe realizarse con especial cuidado, para evitar la retirada de la capa más profunda del lodo seco, en la que se encuentran los rizomas, para que la vegetación vuelva a brotar sin llevar a cabo una nueva plantación (Nielsen, 2003).

El tiempo de operación de un humedal de lodos puede ser de unos 10 años y la sequedad del lodo se encuentra, generalmente, entre el 20 y el 40 % de materia seca (Uggetti, 2010).

Se recomienda un resguardo de, aproximadamente, 1 m de altura sobre el medio filtrante.

Medio filtrante

El medio filtrante está formado varias capas de material granular, cuyo tamaño de partícula aumenta desde la capa más superficial al fondo. La altura del medio granular puede variar de 30 a 60 cm y está formada por una capa de arena de 10 a 15 cm, una de grava de 20 a 30 cm y una de piedras o grava de grano grueso de 15 a 20 cm.

Vegetación

La vegetación es el elemento clave de los humedales artificiales destinados al tratamiento de lodos (Edwards et al., 2001). Las especies de plantas empleadas deben ser capaces de crecer en un medio acuoso, fangoso y en condiciones anaerobias, que tengan alta evapotranspiración (hoja ancha) y al mismo tiempo ser capaces de soportar las variaciones de nivel de agua, salinidad y pH que pudieran tener lugar.



Figura 7.10. Alimentación de un humedal para lodos. EDAR de Santa Eulalia de Ruiprimer (España)

La densidad de la plantación puede variar entre 4 y 15 rizomas/m² (Uggetti, 2010). El tipo de planta más comúnmente empleado es el *Phragmites australis*, si bien en algunos casos se han empleado también *Typha sp.*, *Cyperus papyrus L.* y *Echinochloa pyramidalis*. En función de la región, deben emplearse plantas autóctonas, siempre que cumplan con los requisitos anteriormente señalados.

Sistema de alimentación

El sistema de alimentación es similar al de los patios de secado, si bien, en este caso, dado que el lodo puede alimentarse sin haber pasado por un proceso de estabilización previo, la alimentación puede llevarse a cabo desde el proceso en el que se produce el lodo, o bien puede instalarse un tanque de almacenamiento y homogeneización, desde el que se alimentarían los humedales.

La primera alimentación debe realizarse inmediatamente después de la plantación y deberá dejarse un periodo que variará en función de la climatología antes de realizar la siguiente alimentación, para permitir el crecimiento de las plantas.

Sistema de drenaje

Los lixiviados generados por la percolación del agua que escapa del lodo se recogen mediante un sistema de tuberías perforadas. Al igual que en los patios de secado, estas tuberías tendrán una pendiente de al menos el 1 % y estarán recubiertas y apoyadas sobre un lecho de arena (0.5 a 1 mm de diámetro de tamaño de partícula) y grava de pequeño tamaño (2 a 10 mm de diámetro de tamaño de partícula).

Al igual que en los patios de secado, se deberá disponer de una arqueta en la que recoger los lixiviados, para posteriormente ser enviados a la línea de agua para su tratamiento, o al digestor anaerobio de lodos, si lo hubiera.

7.2.3.2 Parámetros de diseño

Si bien en Europa se están diseñando humedales con cargas que rondan los 60 kg ms/m².año (CEDEX, 2010), la EPA (1997) ha empleado cargas de 83 kg ms/m².año. Para El Salvador, se recomienda emplear cargas de 60-80 kg ms/m².año.

7.2.4 Características de las líneas de lodos adoptadas

Tal como se ha planteado en la introducción de este capítulo, para El Salvador se adoptan dos posibles líneas de tratamiento de lodos: patios de secado o digestor anaerobio seguido de patio de secado.

Cuando los lodos procedentes de la línea de agua están estabilizados, se utilizarán exclusivamente patios de secado. Si los lodos no están estabilizados se utilizará la digestión anaerobia seguida de patios de secado.

A continuación se dan las características de estas dos líneas de tratamiento adoptadas.

Rendimientos

Tabla 7.6. Rendimientos de los tratamientos de lodos

Parámetros	Patios de secado	Digestión + Patios
Sequedad (% materia seca)	30-50	30-50
% Reducción de sólidos volátiles	-	> 40
Reducción de patógenos (si/no)	no	si

Influencia de las características del terreno

Todas las líneas requieren de bastante superficie, por lo que las características del terreno disponible para su implantación ejercen influencia sobre su posible elección. Serán mejores los terrenos que sean fáciles de escavar e impermeabilizar.

Las eras de secado no precisan de mucha profundidad. En el caso del digestor anaerobio puede construirse en altura o semienterrado, pero habrá que tener en cuenta los niveles freáticos y la geotecnia del suelo.

Se intentará seleccionar terrenos que permitan una diferencia de cota suficiente para poder operar por gravedad.

Influencia de la temperatura

La temperatura tiene una notable influencia en la digestión y en los humedales, ya que a mayor temperatura se precisará menos tiempo de retención y pueden admitir mayores cargas.

En el caso de las eras de secado la temperatura influye en la evaporación.

Complejidad de explotación y mantenimiento

Las operaciones de explotación y mantenimiento de las dos líneas son muy simples y se limitan a inspecciones rutinarias. Lo más complejo es la retirada de lodos secos, que normalmente se hace manualmente.

El transporte se realiza mediante camiones a la zona donde se vaya a disponer el lodo.

Impactos ambientales

La digestión anaerobia produce sulfhídrico (H_2S). Además el CH_4 que se genera es un gas que produce el efecto invernadero, por lo que debe evitarse su emisión a la atmósfera. Como se ha dicho en el apartado 7.2.1.2, esto puede conseguirse cubriendo el digestor, recolectando el biogás y quemándolo en una antorcha.

Los patios de secado pueden producir olores, especialmente si los lodos están mal digeridos.

Estimación de la superficie

Para las distintas tecnologías estudiadas y líneas de tratamiento propuestas, se ha procedido a determinar la superficie necesaria para la implantación de la correspondiente línea de lodos.

En el caso de las líneas de tratamiento en las que se logra la estabilización de los lodos en exceso (RAFA+ Filtro Percolador; Lagunaje, Humedales Artificiales y Aireaciones Extendidas), el tratamiento de lodos está constituido tan solo por una etapa de deshidratación en patios de secado. Para la determinación de la superficie de estos patios de secado, en función de la población servida, se ha hecho uso de las producciones de lodos recogidas en la Tabla 7.3 y de los valores medios de las cargas de lodos a aplicar, según sus características, que se muestran en la Tabla 7.5.

La superficie máxima de los patios de secado se ha estimado en 300 m² por unidad. La forma geométrica es rectangular, con una relación largo/ancho de 2/1.

Los patios que se precisan se han agrupado en módulos de cinco unidades, compartiendo los centrales las paredes divisorias. Un camino, de 4 m de ancho, por delante de cada conjunto de patios de secado permite el acceso a los mismos para las operaciones de mantenimiento y explotación.

En el caso del lagunaje para la determinación de la superficie de los patios de secado se ha adoptado que la purga de lodos en exceso se lleva a cabo cada 5 años.

En el caso de los humedales artificiales se ha adoptado que la purga de lodos del tanque Imhoff se lleva a cabo con frecuencia anual.

Para aquellas tecnologías que no llegan a estabilizar a los lodos producidos en exceso (Filtros Percoladores y CBR), como paso previo a los patios de secado los lodos se estabilizan en digestores anaerobios abiertos, operando a temperatura ambiente. Para el dimensionamiento de estos digestores se han empleados los criterios recogidos en el apartado 7.2.1.3.

La superficie máxima de cada unidad de digestión se ha fijado en 500 m². La forma geométrica es cuadrada, Por debajo de 5,000 habitantes se precisa de tan solo una unidad de digestión.

Para facilitar el acceso a los digestores de lodos, se les ha dotado de un camino de 4 m de anchura, localizado en su parte frontal.

A continuación, para las distintas líneas de tratamiento abordadas en este documento, se presentan unas tablas con los requisitos de superficie para el tratamiento de los lodos.

Tabla 7.7. Requisitos de superficie para la implantación de patios de secado en RAFA + Filtro percolador

Población	Superficie (m ² /hab)
100	0.26
500	0.17
1,000	0.15
2,000	0.14
5,000	0.13
10,000	0.13
15,000	0.13
20,000	0.13
25,000	0.13
30,000	0.13
40,000	0.13
50,000	0.13

Tabla 7.8. Requisitos de superficie para la implantación de patios de secado en Lagunaje de estabilización

Población	Superficie (m ² /hab)
500	0.11
1,000	0.09
2,000	0.08
5,000	0.07
10,000	0.07
15,000	0.07
20,000	0.07
25,000	0.07
30,000	0.07
40,000	0.07
50,000	0.07

Tabla 7.9. Requisitos de superficie para la implantación de patios de secado en Humedales Artificiales

Población	Superficie (m ² /hab)
100	0.17
200	0.13
500	0.10
1,000	0.08
2,000	0.07
5,000	0.06

Tabla 7.10. Requisitos de superficie para la implantación de patios de secado en Aireaciones Extendidas

Población	Superficie (m ² /hab)
500	0.22
1,000	0.20
2,000	0.18
5,000	0.18
10,000	0.18
15,000	0.18
20,000	0.18
25,000	0.18
30,000	0.18
40,000	0.18
50,000	0.18

En el caso de los Filtros Percoladores, por debajo de los 5.000 habitantes servidos, los lodos del sedimentador secundario se envían al tanque Imhoff de cabecera, para su estabilización vía anaerobia. Siendo esta la causa de la distorsión que se observa en las superficies necesarias por debajo y por encima de este tamaño poblacional.

En el caso de los CBR, por debajo de los 5.000 habitantes servidos, los lodos del sedimentador secundario se envían al tanque Imhoff de cabecera, para su estabilización vía anaerobia. Siendo esta la causa de la distorsión que se observa en las superficies necesarias por debajo y por encima de este tamaño poblacional.

Costos de implantación

De acuerdo con los dimensionamientos básicos realizados para la determinación de los requisitos de superficie para la gestión de los lodos generados en las distintas

Tabla 7.11. Requisitos de superficie para la implantación de la línea de lodos en Filtros Percoladores

Población	Superficie (m ² /hab)
500	0.12
1,000	0.10
2,000	0.09
5,000	0.09
10,000	0.18
15,000	0.18
20,000	0.18
25,000	0.18
30,000	0.18
40,000	0.18
50,000	0.18

Tabla 7.12. Requisitos de superficie para la implantación de la línea de lodos en CBR

Población	Superficie (m ² /hab)
500	0.12
1,000	0.10
2,000	0.09
5,000	0.09
10,000	0.18
15,000	0.18
20,000	0.18
25,000	0.18
30,000	0.18
40,000	0.18
50,000	0.18

tecnologías de tratamiento contempladas, se ha procedido a determinar los costos de implantación del tratamiento de lodos para las distintas líneas propuestas.

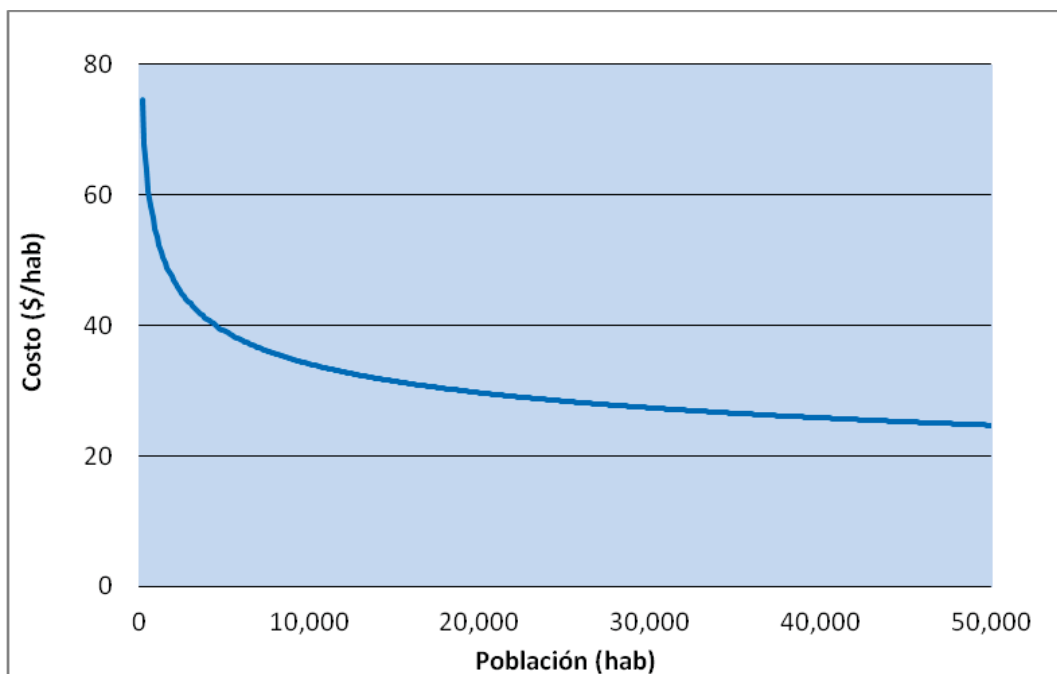


Figura 7.11. Costos de implantación de la etapa de tratamiento de lodos en la tecnología RAFA + Filtro Percolador

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 7.13 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

Tabla 7.13. Costos de implantación de la etapa de tratamiento de lodos en la tecnología RAFA + Filtro Percolador

Población	Costo (USD \$/hab)
500	85
1,000	64
2,000	49
5,000	37
10,000	36
15,000	39
20,000	35
25,000	35
30,000	35
40,000	35
50,000	35

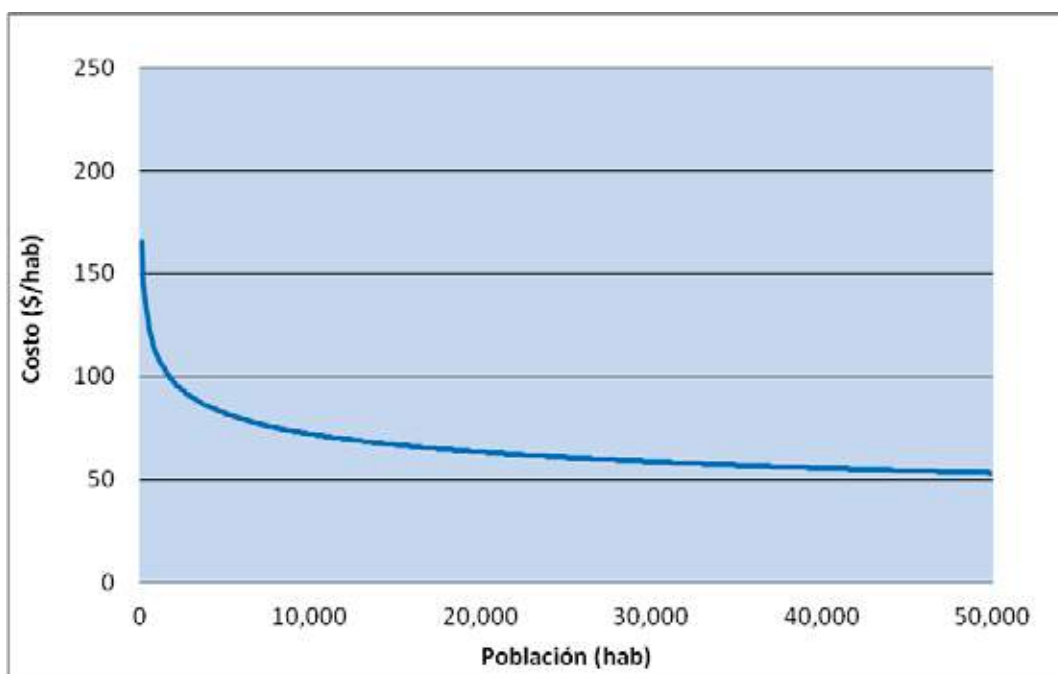


Figura 7.12. Costos de implantación de la etapa de tratamiento de lodos en la tecnología de Lagunaje

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 7.14 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

Tabla 7.14. Costos de implantación de la etapa de tratamiento de lodos en la tecnología de Lagunaje

Población	Costo (USD \$/hab)
100	250
500	120
1,000	93
2,000	75
5,000	67
10,000	65
15,000	66
20,000	63
25,000	64
30,000	64
40,000	63
50,000	64

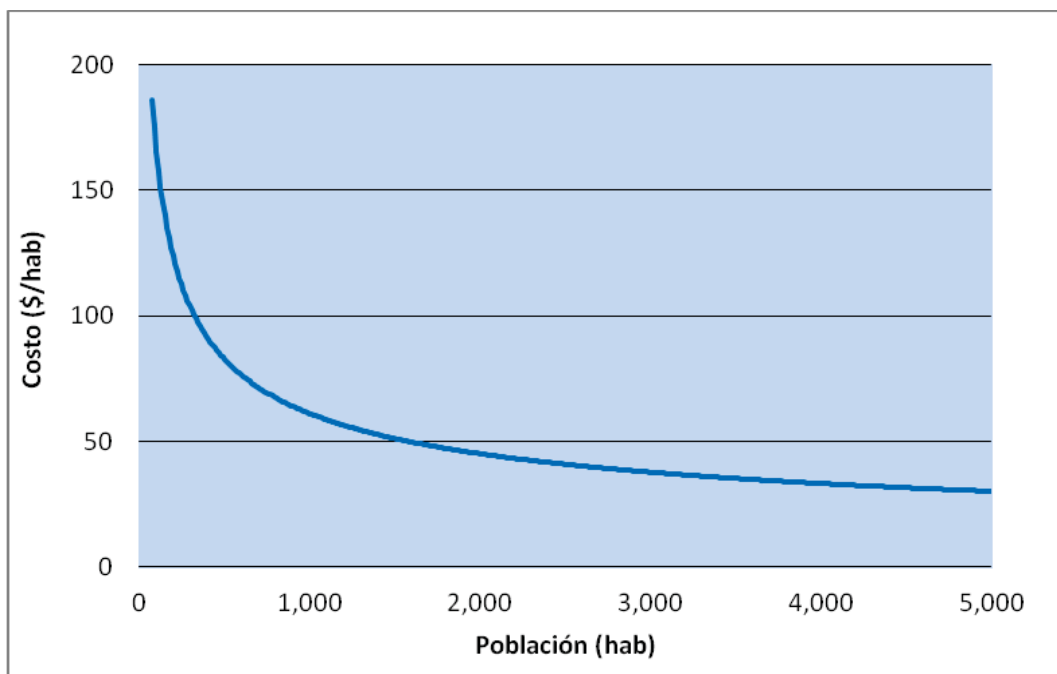


Figura 7.13. Costos de implantación de la etapa de tratamiento de lodos en la tecnología de Humedales Artificiales

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 7.15 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

Tabla 7.15. Requisitos de superficie

Población	Costo (USD \$/hab)
100	180
200	122
500	79
1,000	58
2,000	45
5,000	32

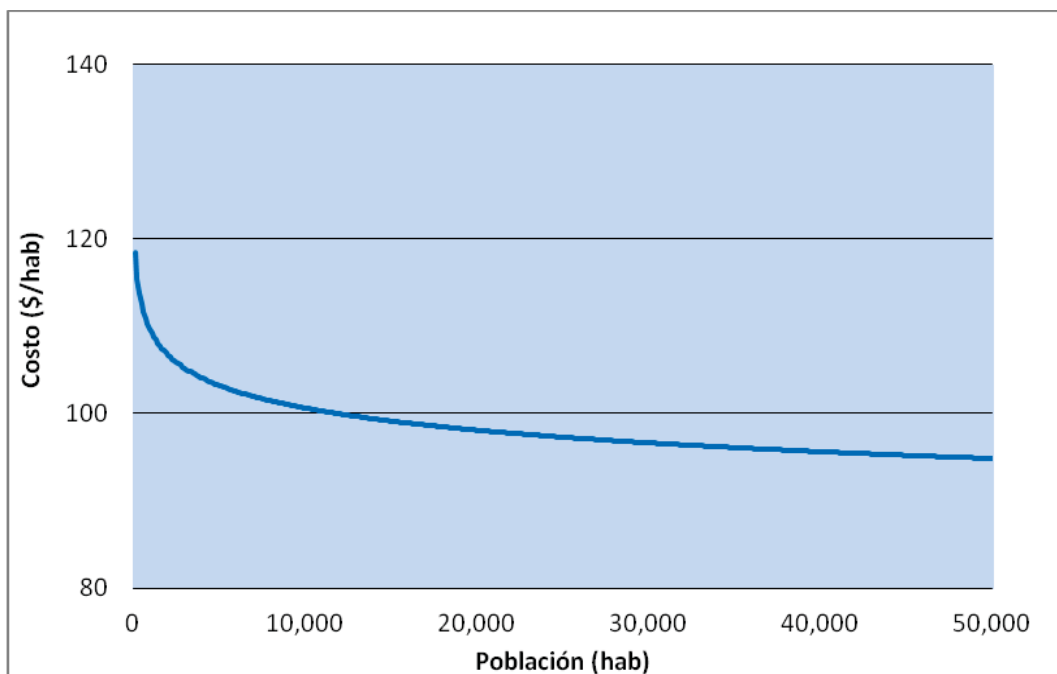


Figura 7.14. Costos de implantación de la etapa de tratamiento de lodos en la tecnología de Aireación Extendida

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 7.16 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

Tabla 7.16. Costos de implantación

Población	Costo (USD \$/hab)
500	148
1,000	116
2,000	95
5,000	94
10,000	88
15,000	90
20,000	89
25,000	89
30,000	89
40,000	89
50,000	89

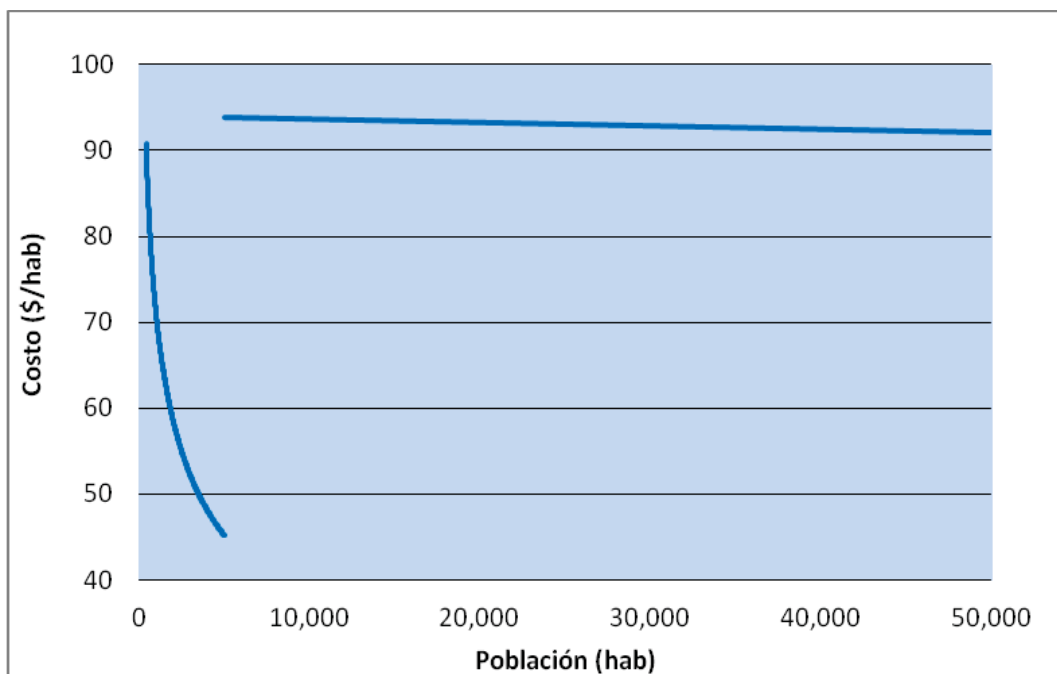


Figura 7.15. Costos de implantación de la etapa de tratamiento de lodos en la tecnología de Filtro Percolador

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 7.17 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

Tabla 7.17. Costos de implantación

Población	Costo (USD \$/hab)
500	92
1,000	69
2,000	54
5,000	48
10,000	94
15,000	93
20,000	94
25,000	93
30,000	92
40,000	93
50,000	92

En el caso de los Filtros Percoladores, por debajo de los 5,000 habitantes servidos, los lodos del sedimentador secundario se envían al tanque Imhoff de cabecera, para su estabilización vía anaerobia. Por encima de esta población, los lodos de los sedimentadores primarios y secundarios se conducen a un digestor anaerobio a temperatura ambiente, para su estabilización. Siendo esta la causa de la distorsión que se observa en las superficies necesarias por debajo y por encima de este tamaño poblacional.

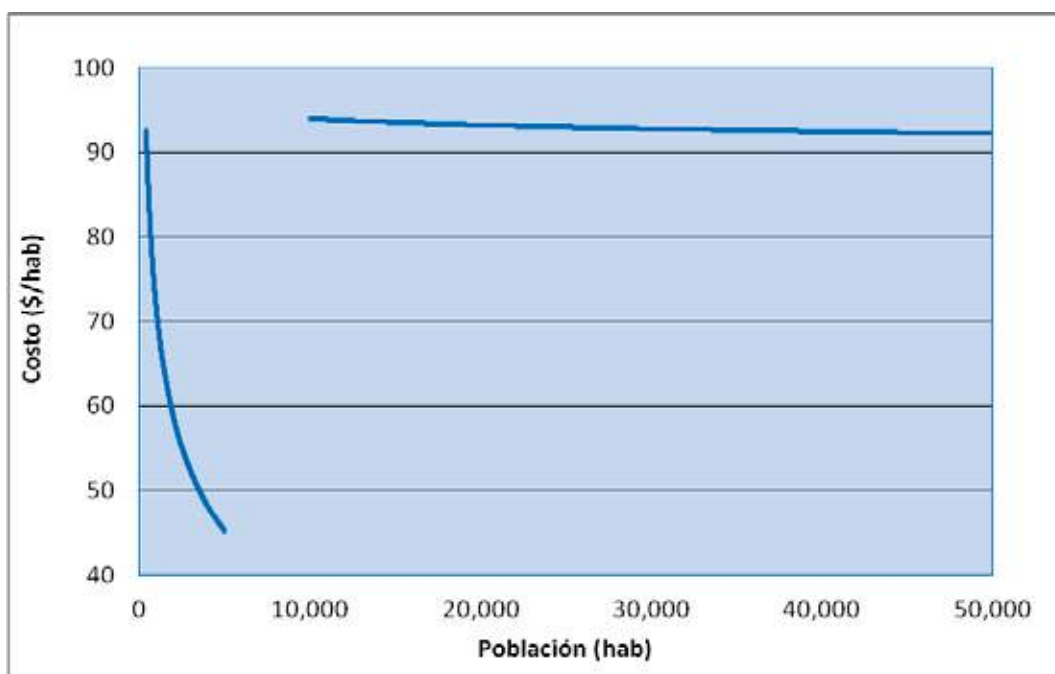


Figura 7.16. Costos de implantación de la etapa de tratamiento de lodos en la tecnología de CBR

Para una mejor comprensión de la figura, la Tabla 7.18 recoge los valores que se han empleado para su trazado.

Tabla 7.18. Costos de implantación

Población	Costo (USD \$/hab)
500	92
1,000	69
2,000	54
5,000	48
10,000	94
15,000	93
20,000	94
25,000	93
30,000	92
40,000	93
50,000	92

En el caso de los CBR, por debajo de los 5,000 habitantes servidos, los lodos del sedimentador secundario se envían al tanque Imhoff de cabecera, para su estabilización vía anaerobia. Por encima de esta población, los lodos de los sedimentadores primarios y secundarios se conducen a un digestor anaerobio a temperatura ambiente, para su estabilización. Siendo esta la causa de la distorsión que se observa en las superficies necesarias por debajo y por encima de este tamaño poblacional.

Costos de explotación y mantenimiento

Los costos de explotación y mantenimiento de los tratamientos de lodos propuestos para las distintas líneas sometidas a estudio, ya se encuentran incluidos en los costos que se han evaluado para cada una de estas líneas.

8. Criterios de selección de los tratamientos de depuración

8.1. Introducción

En este capítulo se establecen los criterios para facilitar la toma de decisiones en la selección del tratamiento de las aguas residuales más adecuado en cada caso. Por tratamiento más adecuado se entiende la opción que además de ser óptima desde el punto de vista técnico, económico y ambiental, asegure el funcionamiento eficaz de la instalación durante toda su vida útil. Las infraestructuras de saneamiento y depuración no son un fin en sí mismas, sino que son los medios por los que se ha de prestar un servicio público sostenible en el tiempo.

Los tratamientos seleccionados deben adecuarse, en general, a las condiciones socioeconómicas de El Salvador, recomendándose optar por tratamientos de bajo costo de explotación, de baja complejidad técnica y de mantenimiento sencillo. Sin embargo, la realidad de El Salvador es compleja, coexistiendo zonas de bajo nivel económico, con bolsas de pobreza extrema, junto con zonas de alto nivel económico. Zonas rurales con posibilidad de implantar tratamientos extensivos, y zonas pobladas urbanas o turísticas, con limitaciones de terreno disponible, pero en las que se pueden adoptar tratamientos intensivos de mayor complejidad técnica, y de mayores costos de implantación y explotación. En definitiva, serán las condiciones locales, convenientemente evaluadas, las que determinarán, en cada caso, el tratamiento más adecuado.

Se debe tener en cuenta también que para que un sistema de depuración sea sostenible debería contar con el apoyo de la población a

la que sirve, siendo en general más importante este apoyo cuanto menor es la población, por ello cada proyecto debería de contar con una estrategia de participación comunitaria en todas las fases de su desarrollo, desde la propuesta inicial, a la selección de alternativas, la aprobación del proyecto de construcción, el desarrollo de las obras y la gestión del servicio.

La realización de un proceso de selección sistematizado ayuda a ordenar el razonamiento a seguir para llegar a identificar la opción más adecuada, reduciendo la posibilidad de cometer errores, y además permite reflejar de forma clara cómo se ha llegado a esa deducción y en qué medida una tecnología puede ser más ventajosa que otra, aspecto muy necesario cuando diferentes actores intervienen en la financiación, ejecución y operación de las instalaciones.

Existen diversas metodologías, más o menos complejas, que permiten llevar a cabo el estudio de alternativas, partiendo generalmente de establecer unos criterios de selección en función de las condiciones locales. Se han desarrollado desde simples árboles de toma de decisión, hasta complejos software de ayuda a la toma de decisión (DSS), pasando por las matrices de valoración semejantes a las habitualmente empleadas en los estudios de impacto ambiental. Sea cual fuera el procedimiento elegido, lo fundamental en el sistema de selección es que se consideren todos aquellos criterios que puedan tener una influencia sobre la tecnología a seleccionar y especialmente aquellos que la puedan limitar. Hay que tener en cuenta además que la solución tecnológica para cada caso, en función de las condiciones locales, no siempre tiene que ser

única, pudiendo encontrarse varias líneas de tratamiento válidas.

En estas recomendaciones se ha optado por una metodología sencilla, flexible y eminentemente práctica, basada en el conocimiento de los tratamientos y de las condiciones locales; en la evaluación y selección de alternativas a través de identificación de criterios y evaluación en matrices multicriterio.

En este documento se van a evaluar exclusivamente las seis líneas seleccionadas como las de mayor interés para El Salvador (ver capítulo 3): a) filtros percoladores, b) RAFA seguido de filtros percoladores, c) lagunas de estabilización, d) humedales artificiales, e) aireación extendida y f) contactores biológicos rotativos. Sin embargo, la metodología planteada es válida para aplicarla a nuevas líneas de tratamiento, siempre que el nivel de conocimiento de las mismas sea similar, al menos, al recogido en el capítulo 5 de este documento.

8.2. Metodología para la selección de las líneas de tratamiento

La metodología se plantea en dos fases. Una *fase previa*, en la que se deben conocer las tecnologías de tratamiento que se van a evaluar y las condiciones locales donde se va a plantear la solución tecnológica, y una *fase posterior*, donde se van a comparar las distintas líneas de tratamiento para cada caso concreto.

8.2.1. Fase previa

El *conocimiento de los procesos de tratamiento* implica conocer sus características respecto a los aspectos que serán evaluados en la fase de selección. La información suministrada en el capítulo 5 de este documento es suficiente para poder compararlas entre sí, en el caso de las seis líneas seleccionadas.

El *conocimiento de las condiciones locales* implica la realización de unos estudios previos que permitan obtener toda la información base necesaria para, posteriormente, llevar a cabo el proceso de selección de las alternativas y, a la vez, aportar datos para el proyecto de construcción de la solución seleccionada. La información a obtener versará sobre las características de la zona de estudio, las infraestructuras existentes, la población a tratar y su crecimiento, las características de las aguas residuales, la superficie y características de los terrenos de ubicación de la PTAR, el destino final del efluente, las condiciones socioeconómicas de la población, la capacidad de gestión del municipio, la disposición final de los lodos, etc.

Dentro de los estudios previos hay que incluir, como uno de los elementos más importantes, el dimensionamiento básico de cada una de las líneas de tratamiento que se vayan a evaluar, a fin de poder estimar la superficie necesaria para la implantación de la PTAR, los costos de inversión, de explotación y mantenimiento de la misma. Esto implica tener que dar una gran importancia a los estudios de caracterización de las aguas residuales a tratar, de su proyección en el futuro y de la calidad exigida al efluente depurado. En el caso de las seis líneas de tratamiento seleccionadas en este documento, estas estimaciones se han llevado a cabo para las distintas poblaciones objeto de este estudio, recogándose en figuras y tablas en el capítulo 5 de este texto.

8.2.2. Fase de evaluación y selección de los tratamientos

La técnica de evaluación propuesta se basa en los siguientes pasos:

- I. Establecimiento de los criterios de selección
- II. Análisis de los criterios limitantes

- | | |
|--|--|
| III. Eliminación de las alternativas que no cumplan con los criterios limitantes | respecto a cada criterio, establecidas en la secuencia IV |
| IV. Ponderación de cada criterio en función de su importancia | VII. Selección de la alternativa o alternativas más adecuadas |
| V. Valoración de cada alternativa respecto a cada criterio | Los criterios que generalmente suelen tener incidencia sobre la selección de tecnologías, clasificados en nueve apartados, se recogen en la Tabla 8.1, si bien dependiendo de las circunstancias locales pueden ampliarse o ser sustituidos por otros. |
| VI. Introducción en la matriz de decisión de los coeficientes de ponderación establecidos en secuencia V y de las puntuaciones otorgadas a cada línea de tratamiento | |

Tabla 8.1. Criterios de selección

1. Eficacia del tratamiento
1.1. Calidad del efluente depurado
1.2. Adaptación al tipo de contaminación
1.3. Tolerancia a variaciones de caudal y carga
2. Capacidad del tratamiento
3. Terrenos de implantación
3.1. Superficie disponible
3.2. Características del terreno
4. Temperatura
5. Impactos medioambientales
5.1. Producción ruidos
5.2. Producción olores
5.3. Contaminación visual
5.4. Producción gases de efecto invernadero
6. Generación de lodos
6.1. Producción de lodos
6.2. Calidad de los lodos
7. Operación y mantenimiento
7.1. Complejidad de operación y requerimientos de personal
7.2. Disponibilidad de repuestos y de servicio técnico
8. Costos
8.1. Costos de inversión
8.2. Costos de explotación y mantenimiento
9. Aceptación por parte de la comunidad

En cualquier caso, es fundamental analizar cada criterio de evaluación para detectar aquellos que por las circunstancias locales sean especialmente restrictivos o limitantes y desde el principio obliguen a descartar algunas de las alternativas existentes. La calidad del vertido, por ejemplo, puede ser un criterio limitante, si bien las seis líneas de tratamiento planteadas en este documento cumplirían dicho criterio, salvo que las características del agua residual fueran anómalas. En otras ocasiones pueden ser factores limitantes la disponibilidad de terreno, condicionando la posibilidad de adoptar tratamientos extensivos, o la falta de recursos económicos disponibles por una comunidad, que impide la adopción de tratamientos complejos y de alto costo de explotación. De esta forma, y simplemente detectando los criterios que pueden llegar a ser limitantes, se puede reducir rápidamente el número de tratamientos a evaluar.

Como apoyo a la valoración de cada línea de tratamiento respecto a cada criterio, se han elaborado cuadros y diagramas donde se comparan la idoneidad de cada tratamiento y la posible calificación de cada uno de ellos (apartado 8.4).

En la Figura 8.1 se recoge un diagrama con la metodología de selección propuesta.

Esta metodología asigna una gran importancia al papel de los técnicos evaluadores, al ser ellos los que determinan el coeficiente de ponderación de cada criterio y la puntuación dada a cada tratamiento, respecto a cada criterio. Sus decisiones, determinantes en la selección de la alternativa más adecuada, deben basarse en un conocimiento en profundidad de las condiciones locales y de los tratamientos objeto de selección.

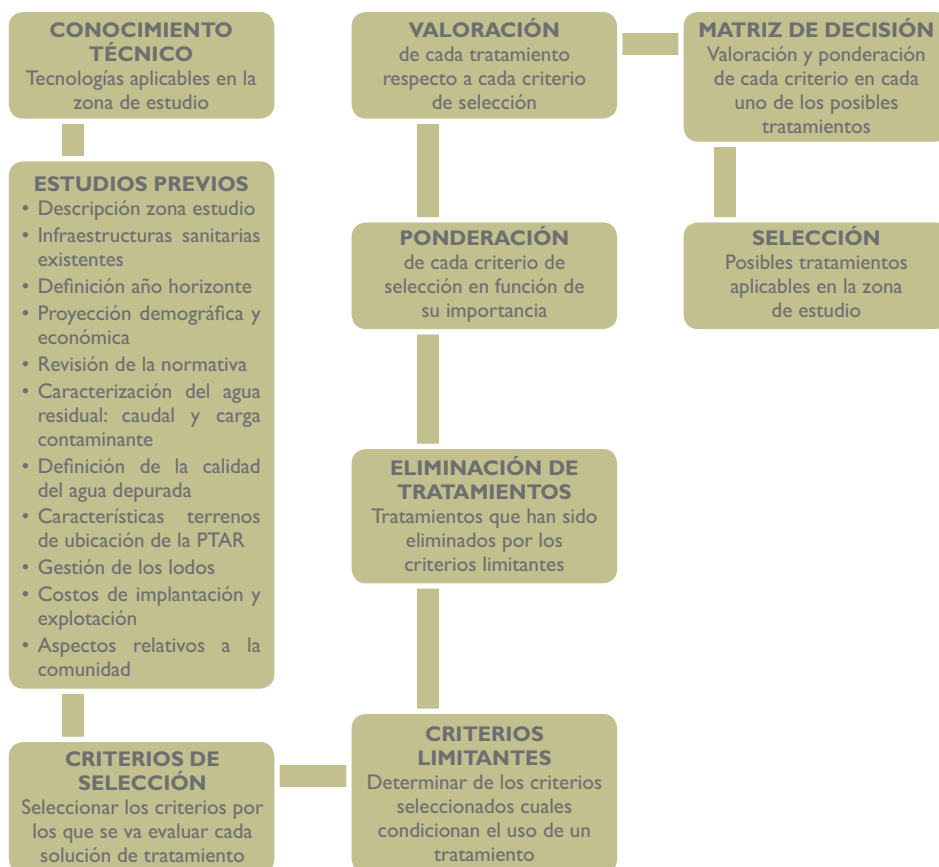


Figura 8.1. Diagrama de la metodología de selección

8.3. Conocimiento del medio y de las condiciones locales

Como paso anterior al análisis de alternativas hay que realizar una serie de *estudios previos* que permitan obtener toda la información necesaria para poder llevar a cabo con objetividad el proceso de selección. Estos estudios nos tienen que servir también para seleccionar el mejor terreno disponible para la ubicación de la PTAR, desde el punto de vista técnico, económico y ambiental.

Se exponen a continuación los estudios previos que se consideran más relevantes.

8.3.1. Descripción de la zona de estudio

Descripción física: ubicación exacta de la zona de estudio, definición de los límites jurisdiccionales de la comunidad, municipio, etc., características físicas (hidrología, geología, topografía y suelos).

Los estudios hidrológicos y topográficos son fundamentales para poder definir adecuadamente el trazado de la red de saneamiento, los terrenos más adecuados para la ubicación de la PTAR y de los posibles puntos de vertido.

Climatología: dentro de los aspectos climatológicos el más importante es la temperatura, puesto que afecta a todos los procesos biológicos de depuración. Hay que conocer en especial la temperatura media anual y la temperatura media del mes más frío en el lugar de ubicación de la PTAR. La dirección predominante de los vientos y el nivel de precipitación, también son aspectos que se deben conocer, porque pueden afectar a la selección y el diseño de determinadas tecnologías.

Descripción medioambiental del entorno: zonas naturales protegidas o sensibles, calidad de los recursos hídricos, etc.



Figura 8.2. Fotografía aérea de la zona de estudio

8.3.2. Descripción de la infraestructura de abastecimiento y saneamiento existente

Se deben conocer las características del sistema de abastecimiento existente (fuentes de abastecimiento, depósitos de almacenamiento y redes de distribución), su capacidad, estado de conservación, nivel de cobertura y calidad del servicio, y grado de desarrollo.

También se debe recopilar información sobre el sistema de saneamiento (redes de saneamiento y depuradoras, incluyendo los sistemas de tratamiento individuales, si existen), su grado de cobertura y el estado de conservación en el que se encuentran. También se debe conocer la forma en la que se gestionan los diferentes residuos generados en las depuradoras (arenas, grasas, lodos, etc.), así como los sistemas individuales existentes como fosas sépticas o tanques Imhoff, cuyos vaciados han de conducirse a la planta de tratamiento.

Esta descripción debe incluir, en lo posible, la estimación de dotaciones y caudales de abastecimiento y saneamiento, así como las cargas contaminantes generadas.

En El Salvador la mayoría de las poblaciones con red de alcantarillado disponen de sistema separativo.

Sin embargo, debido a la antigüedad de dichas redes y al mal estado de conservación es muy frecuente la presencia de aguas parásitas, es decir, aguas limpias que acceden al sistema de saneamiento procedentes del nivel freático por infiltración, a través de aportaciones directas de fuentes, arroyos, conexiones erradas, etc. Por lo tanto, el estado de las redes y las condiciones locales tiene una gran importancia en las características del agua residuales que se tratarán en la PTAR.



Figura 8.3. Georeferenciación de los puntos de vertido de una red de colectores

El conocimiento y diagnóstico de la situación actual es básico para poder definir claramente las actuaciones realmente necesarias, tanto en lo que respecta al saneamiento como a la depuración.

Un proyecto de saneamiento y depuración debe definir, por un lado, las actuaciones necesarias para mejorar o rehabilitar la infraestructura existente y, por otro, las nuevas actuaciones, tanto a nivel de saneamiento (zonas que requieren la implantación de una red nueva de colectores) como a nivel de depuración (nuevas depuradoras o ampliación de las existentes).

8.3.3. Definición del año horizonte de diseño

El horizonte de proyecto debe ser de al menos 20 años, tanto para los colectores de saneamiento, como para la planta de tratamiento, aunque existe la posibilidad de ejecutar por fases las instalaciones de la planta depuradora (normalmente 2 fases de 10 años), para optimizar costos en aquellos casos, en los cuales exista incertidumbre en la evolución del crecimiento. Se deben definir los caudales y cargas de proyecto para cada fase de ejecución, así como una modulación por líneas de la planta adaptada a cada fase de crecimiento. Generalmente, las decisiones al respecto de las etapas se suelen tomar una vez estudiados la evolución de la población y los caudales.

8.3.4. Proyección demográfica y económica

Se debe recopilar información en el municipio sobre la población real que tienen los núcleos a servir, tanto en temporada baja, como en temporada de máxima ocupación. Si no existe esta información, o no está actualizada, se deberá hacer un censo de población.

La población máxima estacional se obtiene en base a datos de ocupación hotelera, número de viviendas de segunda residencia u otras informaciones. Es característico de muchos pequeños núcleos de población la existencia de altos coeficientes de estacionalidad, asociados a segundas residencias, o a actividades económicas que se realizan solo en determinadas épocas del año (especialmente en el ámbito de la industria agroalimentaria).

Es importante identificar las actividades que puedan generar vertidos singulares que condicionen las aguas residuales que circulen por los colectores, desde el punto de vista de tratabilidad en la planta de tratamiento, sobre todo en poblaciones pequeñas.

Se debe hacer una proyección del crecimiento de la población actual, así como del desarrollo de las distintas actividades económicas (comercial, ganadera o industrial) en la zona, hasta el año horizonte establecido, para poder estimar los futuros caudales y cargas contaminantes. Se deben tener en cuenta en estas proyecciones los posibles planes de desarrollo para la zona, así como la planificación establecida para los usos del suelo, en el caso de que existan, diferenciando entre zonas residenciales, zonas comerciales y zonas industriales.

Las proyecciones de población se pueden realizar a través de los datos oficiales si existiesen. En caso de no contar con esta información, se pueden realizar proyecciones simples en función de la información y las previsiones municipales. Estas estimaciones deben tener en cuenta, sobre todo, la tendencia de crecimiento observada en los últimos años.

Para el diseño de la red de saneamiento se deben definir las principales zonas de expansión de la ciudad, en las cuales se prevé que se concentrará la mayor parte del incremento de población previsto hasta el año horizonte del proyecto. Esto es importante porque afecta especialmente al diseño de los colectores principales, próximos a esas zonas de expansión.

8.3.5. Revisión de la normativa existente

Revisión de toda la normativa y/o planes que existan en el momento de abordar el proyecto y puedan afectar a este, en especial los relativos a:

- La gestión de recursos hídricos
- El control de la calidad de las aguas
- El control de vertidos

- La gestión de los lodos de depuradora
- La regulación de los usos del suelo
- Planes o proyectos de gestión de las aguas residuales que se hayan llevado a cabo en el pasado en esa población

Es importante conocer y definir claramente la zona urbana consolidada y las futuras zonas de expansión urbana e industrial, y además aquellas zonas de especial protección o sensibles (entornos naturales protegidos, zonas de abastecimiento de aguas, zonas inundables, etc.). Si no existe una planificación de los usos del suelo en la zona, se deben hacer unas predicciones, previa consulta de la agencia o institución planificadora correspondiente y, sobre todo, tras consulta con los técnicos locales. También se deben revisar todos aquellos planes o proyectos de gestión de aguas residuales que se hayan llevado a cabo en el pasado en esa población.

En la actualidad solo existe una normativa para aguas residuales descargadas a un cuerpo receptor, pero si en el futuro se regularan estos u otros aspectos como la gestión de lodos, habría que tenerlos también en cuenta.

8.3.6. Caudales y cargas contaminantes

Dentro de los estudios previos a realizar, aquellos orientados a la caracterización del agua residual, constituyen un aspecto clave de cara a la valoración de los criterios I.2 “Características del agua residual a tratar” y I.3 “Tolerancia a variaciones de caudal y carga”, y para la realización del dimensionamiento básico necesario para la estimación de la superficie requerida y de los costo de implantación y explotación de cada línea de tratamiento.

Se trata de cuantificar los volúmenes y composición de las aguas residuales y sus variaciones semanales y estacionales, teniendo en cuenta que pueden tener varios orígenes:

- aguas residuales domésticas
- aguas residuales industriales, ganaderas, comerciales o de servicios
- aguas parásitas, entendidas como las aguas “limpias” que se infiltran en la red de colectores procedentes del nivel freático y de otras aportaciones incontroladas, como arroyos, fuentes públicas, etc.
- aguas pluviales, en el caso de redes unitarias
- aguas procedentes de conexiones erradas o incontroladas, en el caso de redes separativas. Corresponderían a conexiones de bajantes de agua de lluvia, que se conectan a la red de saneamiento de forma ilegal.

Respecto a los caudales, hay que determinar el caudal medio diario, el medio horario, el punta en tiempo seco y el caudal máximo en tiempo de lluvias. Debe establecerse el caudal máximo a tratar en la PTAR.

En cuanto a las cargas contaminantes hay que determinar, al menos, las concentraciones en mg/l de DBO_5 , MES, DQO, N_T , P_T , coliformes fecales y coliformes totales.

Aunque el conocimiento de las características del agua residual constituye un elemento básico para el diseño de la depuradora, no siempre es posible hacer una buena caracterización, porque se trata de un agua residual que aún no existe (en nuevos desarrollos), o porque los costos asociados a la campaña analítica requerida son difíciles de asumir.

Para solucionar el problema se recurre normalmente a estimaciones de las características del agua residual, como las establecidas en el capítulo 3, que pueden ser útiles para un estudio de selección de alternativas.

En cualquier caso, se recomienda complementar las estimaciones teóricas con campañas de aforos y muestreos analíticos lo más completas posibles, dentro de las limitaciones que imponga el presupuesto disponible. Dichas campañas deben realizarse durante la temporada seca y la temporada de lluvias, para identificar las condiciones extremas en cuanto a caudales y cargas.

Gestión del agua de lluvias: Es importante estudiar cómo se va a gestionar el agua de lluvia en la red de alcantarillado, ya que a pesar de que las redes son en su mayoría de carácter separativo, el agua de lluvia llega con intensidad a los colectores, a través de las roturas existentes y de los pozos de registro, cuyas tapas han sido sustraídas. Toda esta agua no puede ser tratada en la PTAR, por lo que habrá que establecer una estrategia de aliviaderos en la red o/y en la obra de llegada a la estación depuradora.

8.3.7. Calidad exigida al efluente depurado

Los límites de calidad se establecen en la Norma Salvadoreña de Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor (2009). Sin embargo, el MARN puede establecer límites más rigurosos si el efluente vierte a zonas de especial protección, por lo que este es un tema que debe conocerse previamente a la selección, de cara a determinar los rendimientos exigidos a las líneas de tratamiento respecto a los distintos tipos de contaminantes.

8.3.8. Definición y caracterización de los terrenos para la ubicación de la PTAR

Una vez recopilada toda la información anterior y hechos los estudios mencionados, se podría esbozar un primer trazado de la red, e identificar los terrenos más adecuados para la construcción de la PTAR, así como los puntos de vertido.

En ocasiones, los terrenos más adecuados desde el punto de vista técnico no están disponibles, porque se trata de terrenos privados o destinados a usos muy concretos pero, en cualquier caso, se debe hacer lo posible por encontrar un terreno adecuado, pues el impacto en los costos y en la sostenibilidad del servicio derivados de un terreno inadecuado pueden llegar a ser considerables.

Hay que caracterizar los terrenos seleccionados para lo cual se deben definir los efectos o consecuencias derivados de la ubicación seleccionada y el impacto que dichos efectos tendrán, fundamentalmente en los costos de implantación y de explotación.

Para ello se deben tener en consideración los siguientes aspectos:

La superficie disponible: la superficie disponible es un factor crítico que puede limitar la posibilidad de utilizar tratamientos extensivos e incluso condicionar el tipo de tratamiento intensivo posible. Por ello, es fundamental estimar la superficie ocupada por cada línea de tratamiento a evaluar.

Riesgo de inundación: se debe evitar construir depuradoras en zonas inundables, pues ello implicará la adopción de medidas especiales para evitar la inundación que pueden encarecer notablemente la obra,

e incluso derivar en unos mayores costos de explotación (necesidad de bombeo por elevación artificial del nivel del terreno).



Figura 8.4. Zona inundable

Características topográficas: la distancia y el desnivel existente entre la red de colectores y el terreno, así como las características topográficas de la zona elegida, determinarán si es necesario o no implantar un bombeo a la entrada de la depuradora y en los trasvases de lodos a su tratamiento.

Hay que realizar, por tanto, un levantamiento topográfico de los terrenos de ubicación de la PTAR, necesario también para la estimación de los costos de implantación de la planta de tratamiento.

Características geotécnicas: es necesario realizar un estudio del tipo de terreno (arcilloso, rocoso, etc.), dado que puede encarecer mucho los costos de excavación y hacer algunas alternativas prácticamente inviables.

Profundidad mínima del nivel freático: la presencia de un nivel freático elevado puede tener consecuencias importantes en la obra de construcción de la depuradora, en la que habrá que tomar medidas especiales. Asimismo, en lo que respecta al soporte y cimentación de las estructuras que deberán reforzarse. El impacto en los costos puede ser importante.



Figura 8.5. Nivel freático elevado

En caso de tener que verter a través del terreno, por no tener un punto accesible a una masa de agua, hay que tener en cuenta que para los tratamientos de infiltración en el terreno es básico conocer la permeabilidad del mismo y la profundidad del nivel freático, porque ambos condicionan su posible aplicación.

Posibles puntos de vertido y distancia a los mismos: debe existir, en lo posible, un cauce próximo para realizar el vertido de las aguas tratadas y que dicho vertido pueda conducirse hasta ese punto por gravedad.

Distancia a zonas sensibles: hay que tener localizadas y conocer la distancia hasta las distintas zonas sensibles en las proximidades de la zona elegida, fundamentalmente zonas habitadas o zonas protegidas, con vistas a analizar las posibles afecciones ambientales que en esas zonas pueda producir la construcción y operación de la depuradora. Hay que conocer la distancia a las viviendas más próximas, teniendo en cuenta no solo las zonas urbanizadas actualmente, sino también, aquellas que estén incluidas en futuros planes de urbanización.

Hay que estudiar las afecciones que pueden producir al entorno la implantación de la PTAR, como los olores, el ruido o la contaminación visual.

Distancia al punto de conexión a la red eléctrica más cercano: si no existe un punto de conexión eléctrica próximo al terreno de ubicación de la PTAR, hay que evaluar la implicación que esto tendrá en los costos de implantación. En estos casos sería interesante el plantear tecnologías extensivas.

Accesibilidad: si no se trata de un terreno fácilmente accesible (con un camino adecuado para el paso de maquinaria), habrá que tomar las medidas necesarias para mejorar dicha accesibilidad.

8.3.9. Gestión de los lodos

Hay que estudiar las posibilidades existentes en cuanto a la disposición de los lodos que se producirán en la PTAR (disposición en el terreno, valorización energética, disposición en vertedero, etc.), seleccionando la que permita una gestión sostenible de la planta.

Cada tipo de disposición de lodos exige una calidad mínima del mismo, que se deberá tener en cuenta a la hora de establecer la línea de tratamiento de lodos.

Este estudio es muy importante dada las repercusiones económicas que supone la adopción de una u otra alternativa en los costos de explotación del tratamiento.

8.3.10. Costos de implantación y de explotación y mantenimiento

Se deberá hacer un dimensionamiento básico de cada tratamiento a evaluar, a partir de los datos base, calculados en el estudio de caudales y cargas contaminantes, estimando los costos de implantación y los costos de explotación y mantenimiento. En los costos de implantación deberán incluirse los costos derivados de la compra del terreno.

Para las seis líneas de tratamiento seleccionadas en este documento, estos costos se muestran en el capítulo 5, para el ámbito de población establecido (100 a 50,000 habitantes).



Figura 8.6. Labores de mantenimiento en un filtro percolador

8.3.11. Aspectos relativos a la comunidad

Se debe analizar la capacidad de gestión de la municipalidad o entidad de la que dependerá la explotación de las infraestructuras de saneamiento y depuración, previamente a su construcción. Entre otras cuestiones,

hay que conocer la experiencia que tiene esa entidad en la explotación de este tipo de infraestructuras, las posibilidades de contar con personal cualificado y la capacidad de pago de la población a atender. En caso de que se considere necesario, habrá que proponer un sistema de gestión supramunicipal, que garantice la sostenibilidad en el funcionamiento de dichas infraestructuras.

Conviene realizar una encuesta socioeconómica sobre la actividad económica y el nivel de ingresos de las familias, su capacidad de pago de los servicios de agua, las formas de abastecerse de agua y de evacuar o descargar las aguas residuales, los hábitos en el uso del agua, las instalaciones intradomiciliarias, los precios pagados si el sistema es público o si es de autoabastecimiento.

También conviene analizar la opinión de la población afectada, sobre los distintos sistemas de tratamiento a evaluar, por si existe algún tratamiento específico rechazado por ellos.

8.4. Criterios de selección

A la hora de valorar las distintas alternativas de tratamiento de las aguas residuales urbanas, en un caso concreto, lo primero es determinar los criterios que se van a tener en cuenta para realizar dicha valoración. Estos criterios deben recoger aquellos aspectos que condicionan la depuración en el caso de estudio y que van a afectar en mayor medida a la toma de decisiones.

En el momento de analizar los criterios de selección es preciso identificar cuáles de ellos son los de mayor importancia y, que tendrán un peso mayor en la valoración de alternativas, y cuales tendrán un carácter limitante, así podremos descartar los tratamientos que no los cumplan.

A continuación se van a desarrollar los criterios establecidos en la Tabla 8.1, que tienen un carácter universal, entendiendo que para cada caso concreto pueden modificarse o ampliarse, en función de las condiciones locales. Para cada criterio se ha adoptado una herramienta de comparación sencilla, para valorar las distintas alternativas de tratamiento.

8.4.1 Eficacia del tratamiento

8.4.1.1. Calidad del efluente

Este criterio valora dos aspectos diferentes. En primer lugar, si los tratamientos pueden conseguir un efluente que cumpla con la norma salvadoreña de vertidos de aguas residuales urbanas a cuerpos receptores (ver tabla 2.6). En este sentido, el criterio es limitante y aquellos tratamientos que no lo cumplan deben ser eliminados de la valoración. Hay que resaltar que las seis líneas de tratamiento recogidas en este documento cumplen con este criterio, siempre que se mantenga la caracterización del agua residual bruta establecida en el apartado 3.3 de este documento y que se les aplique el tratamiento de desinfección más adecuado, en cada caso; con la única excepción del lagunaje que no precisa desinfección complementaria. Sin embargo, en el caso de que las aguas residuales tengan unas características especiales por la existencia de vertidos singulares a la red de colectores, debería comprobarse si se podría alcanzar la calidad necesaria.

Salvado el aspecto del cumplimiento de la calidad establecida por la normativa salvadoreña respecto al vertido, se contemplarían cuatro casos generales a la hora de valorar si una línea de tratamiento es mejor que otra respecto a la calidad del efluente:

- Cuando se vierta a una zona que tiende a la eutrofización, sería deseable un efluente con concentraciones bajas de nutrientes, especialmente de fósforo, si el vertido se realiza en aguas continentales.
- Cuando se vierta a zonas con valor piscícola donde, según las especies que se quieran proteger, existe un nivel u otro de exigencias en cuanto a las concentraciones de compuestos como nitritos, amoníaco y cloro libre.
- Cuando se vierta a zonas próximas a captaciones de agua potable, donde los efluentes deben ser de la mejor calidad y estar bien desinfectados.
- Cuando se reutilice el efluente depurado antes de ser vertido en distintos usos como el riego agrícola, usos urbanos (riego de parques y jardines, baldeo de calles), riego de campos de golf, recarga de acuíferos, etc. En este sentido el agua depurada tiene que tener un alto grado de desinfección, para no tener problemas sanitarios en su uso.

En la Tabla 8.2 se exponen los porcentajes de eliminación de DQO, DBO₅, SS, NH₄, N_T, P_T y Coliformes fecales (CF) que alcanzan cada una de las líneas de tratamiento adoptadas en el capítulo 5. Como puede observarse en la tabla, la mayoría de líneas no tienen un rendimiento elevado en eliminación de nutrientes al no estar dimensionadas para tal fin, por lo que el porcentaje de eliminación en nitrógeno total está por debajo de 35 %, y en fósforo total puede alcanzarse tan solo el 20 % debido fundamentalmente a la co-precipitación y a la asimilación metabólica de las bacterias.

Tabla 8.2. Porcentajes de eliminación de diferentes contaminantes en función de la línea de tratamiento

Líneas de tratamiento	DQO	DBO ₅	SS	NH ₄	Nt	Pt	CF ³
Filtro percolador	80-85	80-90	90-95	60-90 ¹	20-35	20-35	I
RAFA + Filtro percolador	80-85	85-95	85-95	60-80	20-35	15-25	I-2
Lagunaje	70-85	75-85	40-80	30-70	50-80	40-60	4-5
Humedales artificiales	80-90	90-95	90-95	20-25	20-30	20-35	I-2
HSSH	80-90	90-95	90-95	60-70	60-70	30-35	I-2
HSSV							
Aireación extendida	80-90	85-95	85-95	90-95	20-35 ²	20-30	I
Contactores biológicos rotativos	80-85	80-95	80-95	20-30	20-35	15-35	I

¹ Los filtros de baja carga nitrifican más que los de media carga.

² Con nitrificación-desnitrificación elimina 80-85% de N_T.

³ Eliminación en unidades logarítmicas (u. log).

Eliminación de nutrientes: hay procesos como el lagunaje o los HSSV que consiguen retirar un porcentaje elevado de nitrógeno debido a la actividad de las microalgas en el caso del lagunaje o los microorganismos y efecto de las plantas en los humedales. Respecto a la eliminación de fósforo, el lagunaje sería también la línea de tratamiento más indicada ya que el resto de líneas eliminan de un 20-35 %.

En caso de que los nutrientes fueran objeto de la calidad del efluente tratado a verter, por ejemplo, a una zona sensible, habría que diseñar el tratamiento para la eliminación de nutrientes bien vía biológica o química. Con respecto a la eliminación de nitrógeno total, las líneas que pueden adaptarse mejor a este objetivo, con un costo relativamente bajo de inversión y explotación, son la aireación extendida y los contactores biológicos rotativos. Para la eliminación del fósforo total se puede utilizar la vía biológica o química mediante precipitación del fósforo, dosificando sales de hierro o aluminio. La vía biológica conlleva una elevada complejidad técnica y de operación. La vía química puede realizarse por co-precipitación, dosificando

las sales en el reactor biológico, en caso de una aireación extendida o por precipitación en los sedimentadores secundarios con cámara de mezcla previa.

Eliminación de NH₄: de las líneas adoptadas las que mejor comportamiento tienen para dar un efluente nitrificado son, por este orden, la aireación extendida, los lechos bacterianos de baja carga, el lagunaje y los humedales subsuperficiales verticales. Existen contactores biológicos rotativos en el mercado que nitrifican en porcentajes superiores al 80 %.

Respecto al vertido a zonas de valor piscícola, las líneas de tratamiento que estarán mejor valoradas serán aquellas que nitrifiquen.

La nitrificación es positiva además para la desinfección, ya que se requiere menos consumo de cloro. Esta disminución repercute en la formación de menos compuestos organoclorados, que tienen repercusión negativa en la salud. En los casos que se vierta a zonas próximas a una captación de potable, las líneas que mejores rendimientos tengan y más nitrifiquen, serán las mejor valoradas.

Reutilización del efluente depurado: en caso de que se prevea una reutilización del efluente depurado, las líneas de tratamiento que permitan una mayor desinfección del mismo serán las más valoradas. Los parámetros microbiológicos comúnmente tomados en consideración para la reutilización son *Echerichia coli* y los huevos de nematodos; por tanto, las líneas de tratamiento que faciliten la desinfección y decanten este tipo de parásitos serán mejor valoradas para este objetivo. De las líneas de tratamiento adoptadas, el lagunaje da un efluente desinfectado y libre de nematodos debido a sus altos tiempos de residencia. Lo mismo pasa con humedales artificiales en lo referente a los nematodos, aunque estos tienen menos rendimiento en coliformes fecales. El resto de tecnologías para eliminar nematodos precisarían de una filtración posterior.

En todo caso, habrá que atender a las necesidades particulares de calidad que exija la entidad competente en cada zona y estudiar cada caso en particular. Además, hay que tener en cuenta que la calidad requerida suele ser menor si el vertido se realiza a través del terreno, o si la masa de agua donde se realiza el vertido dispone de un caudal suficiente para permitir una buena dilución.

8.4.1.2. Adaptación al tipo de contaminación

En este apartado y el siguiente se analiza la capacidad de cada línea de tratamiento para hacer frente a las características del influente, en cuanto a origen, caudales y cargas contaminantes punta, concentraciones de contaminantes, aguas pluviales, etc., manteniendo la calidad del efluente. Asimismo, se debe conocer qué compuestos presentes en el influente pueden ser inhibidores y bajo qué consideraciones afectan el proceso.

La presencia de aguas residuales de origen industrial, dependiendo del tipo de industria, puede llegar a tener consecuencias negativas en el tratamiento y afectar a la calidad del efluente. De las líneas de tratamiento adoptadas, la aireación extensiva presenta una mejor capacidad de adaptación a las aguas residuales de origen mixto (urbanas e industriales). Además, los procesos de biopelícula (filtro percolador o CBR) toleran mejor puntas de tóxicos, incluso frente a sustancias que no asimila un proceso de aireación prolongada.

En la Tabla 8.3 se recogen los valores límite de sustancias inhibidoras para procesos biológicos.

Tabla 8.3. Valores límite de sustancias inhibidoras para procesos biológicos (EPA-430/9-76-017)

Contaminante	Concentración límite en mg/L	
	Eliminación M. Orgánica Carbonácea	Nitrificación
Aluminio	15 a 16	
Amoníaco	480	
Arsénico	0.1	
Boro	0.05 a 100	
Cadmio (*)	10 a 100	
Calcio	2,500	
Cromo hexavalente	1 a 10	0.25
Cromo trivalente	50	
Cobre	1.0	0.05 a 0.5
Cianuro	0.1 a 5	0.34
Hierro	1,000	
Plomo	0.1	0.5
Manganeso	10	
Magnesio	1 a 10	50
Mercurio	0.1 a 5.0	0.25
Níquel	0.1 a 2.5	0.25
Plata	5	
Sulfatos		500
Zinc	0.08 a 1	0.08 a 0.5

Tabla 8.4. Clasificación de las líneas de tratamiento en función de la concentración del agua residual a tratar

Tipo de Agua Residual	Tecnologías		
	Muy adecuada	Adecuada	Menos adecuada
Contaminación fuerte (DBO ₅ 300-500 mg/L)	AE/ RAFA-FP	HSSV /FP /CBR	LA / HSSH
Contaminación media (DBO ₅ 150-300 mg/L)	Todos los tratamientos son adecuados		
Contaminación débil (DBO ₅ < 150 mg/L)	LA / HSSV / HSSH	FP/ CBR/ RAFA-FP	AE

Tabla 8.5. Tolerancia de las líneas adoptadas respecto a las variaciones de caudal

	Respuesta a variaciones de caudal
Muy buena	LA/HSSH
Buena	HSSV/AE
Regular	FP/ RAFA-FP/CBR

Respecto a los niveles de contaminación, en general, las tecnologías extensivas funcionan mejor con aguas residuales con contaminación débil, siendo más adecuadas las intensivas para aguas residuales con contaminación fuerte.

8.4.1.3. Tolerancia a variaciones de flujo y carga

Hay sistemas que toleran mejor que otros las variaciones de caudal y carga, no teniendo que prever un tanque de homogenización para su buen funcionamiento, lo que encarece la instalación y complica el mantenimiento de la misma.

Las precipitaciones en sistemas no separativos tienen una influencia muy importante en el agua de entrada a la PTAR, no solo por el caudal extra que aportan, sino también por el cambio que producen en la temperatura del agua a tratar y la cantidad de arenas que pueden aportar los colectores. En estos sistemas hay que realizar una gestión de las aguas de lluvia antes de que lleguen a la

Tabla 8.6. Tolerancia de las líneas adoptadas respecto a las variaciones de carga

	Respuesta a variaciones de carga
Muy buena	AE/LA/RAFA-FP
Buena	FP/CBR
Regular	HSSH/HSSV

depuradora, ya sea con tanques de tormenta y/o dotando al sistema de alcantarillado de vertederos para limitar el agua que llega a la planta.

En caso de sistemas separativos se ha observado que en muchas ocasiones se producen infiltraciones y llega parte de esta lluvia a la planta. Para no tener que sobredimensionar la PTAR para afrontar estas infiltraciones se suele optar por un vertedero a la entrada de la planta.

Independientemente de lo anterior, hay tratamientos que se adaptan mejor a las variaciones de caudal respecto al caudal medio de diseño.

8.4.2. Capacidad del tratamiento

Este criterio trata de aplicar las buenas prácticas que tanto de proyectistas como de empresas suministradoras recomiendan respecto al ámbito de aplicación de cada tecnología, ya que alguna de ellas se adaptan

mejor a una gama de población o de caudales por sus características estructurales o su complejidad de funcionamiento. En general, se trata de criterios limitantes en función de la capacidad del tratamiento.

A continuación se exponen algunos casos característicos entre las líneas de tratamiento adoptadas:

En el caso de los humedales artificiales, para conseguir un buen reparto de las aguas a tratar sobre el relleno filtrante, existe un límite en la superficie ocupada por este tratamiento (ver apartado 5.4.4.1), por lo que se recomienda no implantar humedales para poblaciones superiores a 5,000 habitantes.

En el caso de los CBR tienen una limitación en cuanto a su capacidad unitaria debido a limitaciones estructurales (ver apartado 5.6.1.2), por lo que no es usual implantar este tipo de tratamiento en poblaciones mayores de 20,000 habitantes.

En el caso del RAFA, por la complejidad de su puesta en marcha y explotación se vio conveniente limitar su implantación, en general, a poblaciones superiores a 500 habitantes, si bien es posible encontrar en el mercado instalaciones compactas para poblaciones más pequeñas.

8.4.3. Terrenos de implantación

8.4.3.1. Superficie necesaria

La superficie disponible para la construcción de una planta de tratamiento puede ser un factor limitante para la selección de una u otra tecnología. La poca disponibilidad de terreno, o el alto costo del mismo, delimitan si es factible un sistema extensivo o intensivo.

En la tabla 8.7 se ha hecho una clasificación de los tratamientos en m²/habitante, según

la superficie ocupada por I) la línea de agua, II) la línea de lodos, III) el tratamiento de desinfección y IV) la superficie total de la PTAR. Como sistema de desinfección se ha incluido la cloración sin filtración previa, si bien en el caso de utilizar filtración las superficies estimadas no serían muy diferentes.

La estimación de superficies de cada línea de tratamiento se ha realizado en función de un dimensionamiento básico para cada rango de población, entre 500 y 50,000 habitantes, teniendo en cuenta las premisas establecidas en los apartados 3.2.3 y 3.3 y los parámetros de diseño definidos para cada tratamiento en su correspondiente capítulo. Se ha seleccionado este rango de población por ser datos más homogéneos en todas las líneas de tratamiento seleccionadas.

En caso de que, en función de los estudios previos, las bases de partida sean diferentes, las superficies serán diferentes. Para ver en detalle las estimaciones de las superficies ver los capítulos 5, 6 y 7 de este documento.

En caso en que la desinfección se realice mediante lagunas de maduración o humedales superficiales horizontales, las superficies para la desinfección serían:

- Con lagunas de maduración: 2.17-1.43 m²/hab
- Con humedales superficiales horizontales: 3.21-2.47 m²/hab

En la Tabla 8.8 se recoge la superficie ocupada por las distintas líneas de tratamiento, para el caso concreto de una población de 5.000 habitantes.

Para esta población, la desinfección se realiza mediante lagunas de maduración o humedales superficiales horizontales, las superficies para la desinfección serían:

Tabla 8.7. Superficie requerida por cada línea de tratamiento, dividida en línea de agua, línea de lodos y tratamiento de desinfección, para poblaciones de 500 - 50.000 habitantes

Línea de tratamiento	Superficie en m ² /habitante			Superficie total
	Línea de agua	Línea de lodos	Desinfección	
AE	0.22-0.09	0.22-0.18	0.59-0.004	1.03-0.364
RAFA+FP (piedra) RAFA+FP (plástico)	0.30-0.10	0.11-0.07	0.59-0.004	1.00-0.174
	0.29-0.09	0.11-0.07	0.59-0.004	0.99-0.164
FP (relleno piedra) FP (relleno plástico)	0.40-0.11	0.12-0.18	0.59-0.004	1.11-0.294
	0.33-0.08	0.12-0.18	0.59-0.004	1.04-0.264
CBR	0.35-0.08	0.12-0.18	0.59-0.004	1.06-0.264
HSSV*	1.34-1.51	0.10-0.06	0.59-0.004	2.03-1.414
HSSH*	2.12-1.96	0.10-0.06	0.59-0.004	2.81-2.264
LA	3.49-2.60	0.17-0.13	-	3.66-2.73

*Hasta 5000 habitantes

Tabla 8.8. Superficie requerida por cada línea de tratamiento, para una población de 5.000 habitantes

Línea de tratamiento	Superficie en m ² /habitante			Superficie total
	Línea de agua	Línea de lodos	Desinfección	
AE	0.11	0.18	0.04	0.34
RAFA+FP (piedra) RAFA+FP (plástico)	0.14	0.06	0.04	0.24
	0.15	0.06	0.04	0.25
FP (relleno piedra) FP (relleno plástico)	0.22	0.09	0.04	0.35
	0.16	0.09	0.04	0.29
CBR	0.13	0.09	0.04	0.26
HSSV	1.51	0.06	0.04	1.61
HSSH	2.20	0.06	0.04	2.30
LA	2.69	0.13	-	2.18

- Con lagunas de maduración: 1.55 m²/hab
 - Con humedales superficiales horizontales: 2.52 m²/hab
 - Los tratamientos extensivos ocupan una superficie entre 7 a 9 veces mayor que los extensivos.
 - En la estimación de las superficies, incide de forma muy importante la relativa a la línea de tratamiento de lodos, que en el caso de AE es similar a la ocupada por la línea de agua.
 - Las altas superficies estimadas para las lagunas de maduración y humedales superficiales horizontales como
- Teniendo en cuenta los datos establecidos en las tablas 8.7 y 8.8, se realizan las siguientes observaciones:
- La línea de tratamiento que requiere menor superficie es la compuesta por RAFA+FP, seguida de los CBR, de los FP de relleno plástico y la AE.

alternativas a la desinfección mediante cloración, las hace de difícil utilización, siendo preferible su adopción dentro de un esquema de lagunaje de estabilización (LA+LF+LM). En el caso de los humedales, su superficie es mayor que el de las lagunas de maduración, por lo que se coloca en desventaja sobre estas, pudiendo aplicarse exclusivamente en pequeñas poblaciones o en el caso de terrenos con nivel freático alto, donde las lagunas de mayor profundidad son inviables.

Este criterio es limitante en función de la superficie disponible. No se recomienda valorar comparativamente la superficie ocupada por cada línea de tratamiento, ya que este factor se tiene en cuenta en los costos de implantación, al incluir en estos el valor de los terrenos ocupados por la PTAR. Sólo podría ser objeto de valoración si el costo de los terrenos se desconociera o no se recogiera en los costos de explotación, o en el caso de que el terreno tuviera unos costos muy altos y se estableciera como objetivo utilizar el menor terreno posible para la implantación de la PTAR.

8.4.3.2 Características del terreno

Es importante tener la máxima información posible del terreno donde se implementará la PTAR, ya que aspectos como el tipo, la topografía o la geotecnia, pueden ser limitantes para la selección de una u otra tecnología.

Los tratamientos que exijan mayores movimientos de tierra se verán penalizados en terrenos rocosos o difíciles de excavar. A los que requieran de mayor profundidad les afectará el nivel freático de mayor manera, y los que precisen de desniveles mayores para poder realizar una operación por gravedad se verán beneficiados cuando la topografía así se lo permita.

Todas las deficiencias del suelo tienen repercusión en el costo de implantación de la PTAR, si bien existen casos donde las malas condiciones del terreno pueden tener carácter limitante para algunos tratamientos, debido a los costos desorbitados que suponen.

8.4.4. Temperatura

Dentro de los factores climáticos, la temperatura es el factor de mayor importancia, acelerando normalmente los procesos biológicos, ya sea en el tratamiento del agua residual o en la estabilización de los lodos. Para poder evaluar este criterio se deberán conocer, al menos, la temperatura media anual y la temperatura media del mes más frío.

Según la altura en metros sobre el nivel del mar, se distinguen tres zonas en El Salvador, de acuerdo al promedio de temperaturas ambiente a lo largo del año.

- a) De 0 a 800 metros: promedio de temperatura disminuyendo con la altura de 27 a 22 °C, en las planicies costeras y de 28 a 22 °C en el interior.
- b) De 800 a 1,200 metros: promedio de temperatura disminuyendo con la altura de 22 ° a 20 °C en las planicies alta y de 21 a 19 °C en las faldas de las montañas.
- c) De 1,200 a 2,700 metros: promedio de temperatura disminuyendo con la altura de 20 a 16 °C en las planicies altas y valles y de 16 a 10 °C en valles y hondonadas por encima de los 1.800 metros.

En el caso del RAFA la temperatura es un factor limitante, no aconsejándose su instalación con temperaturas medias por debajo de 15 °C. En el resto de tecnologías la temperatura influye en su dimensionamiento, repercutiendo en criterios como la superficie requerida y los costos de implantación.

Tabla 8.9. Riesgo de emisión de ruidos de las distintas tecnologías adoptadas

Riesgo de misión de ruidos	Tecnologías
Nulo	LA/HSSH/HSSV
Bajo	CBR/ FP /RAFA-FP
Alto	AE

8.4.5. Impactos medioambientales

8.4.5.1. Producción de ruidos

La generación de ruidos en las PTAR está asociada al funcionamiento de equipos electromecánicos (bombas, soplantes, etc.), por lo que las tecnologías que no precisan de estos equipos para su funcionamiento presentan un impacto nulo en este aspecto. Igualmente, minimizar la generación de ruidos en los equipos mencionados es posible mediante su aislamiento acústico.

A continuación se clasifican las tecnologías en función del riesgo asociado a la emisión de ruidos, sin medidas correctoras para su mitigación.

Este aspecto debe tenerse también en cuenta a la hora de los requerimientos de salud y seguridad de los trabajadores.

8.4.5.2. Producción de malos olores

Una de las limitaciones de implantar una PTAR cerca de una población es la posibilidad de que se produzcan malos olores en algunas de sus unidades. Una zona común a todas las líneas de tratamiento, donde se pueden generar gases malolientes (H_2S y mercaptanos), producto de la descomposición vía anaerobia de la materia orgánica en la red de alcantarillado, es la obra de llegada y el pretratamiento. Las líneas de tratamiento adoptadas que integran unidades anaerobias (tales como

Tabla 8.10. Riesgo de emisión de malos olores de las distintas tecnologías adoptadas

Riesgo de emisión de malos olores	Tecnologías
Alto	LA / RAFA-FP
Medio	CBR/FP/HSSH/HSSV
Bajo	AE

los RAFA, las lagunas anaerobias o los tanques Imhoff) presentan más riesgo de producción de malos olores. En caso de tener malos olores en unidades aerobias es un indicador de mal diseño o de mal funcionamiento.

Por otra parte, cuando los procesos aerobios requieren de un tratamiento de lodos independiente, se debe tener en cuenta que este también se va a realizar en condiciones anaerobias, produciéndose la liberación de gases olorosos.

Finalmente, la exposición de lodos a la atmósfera que se produce en los patios de secado, especialmente si se han estabilizado por vía anaerobia, también producirá la liberación de estos gases en los primeros momentos del secado.

A continuación se expone una tabla donde se comparan las tecnologías de tratamiento en función del riesgo asociado a la emisión de malos olores.

8.4.5.3. Contaminación visual

La integración paisajística o la posibilidad de poder soterrar un tratamiento es un requerimiento que puede llegar a ser limitante en algunas zonas. En caso de no tener limitaciones en el espacio, tratamientos como el lagunaje o los humedales artificiales se integran muy bien con el medio. En caso de tener limitaciones de espacio, la aireación extendida y los CBR son los de mayor interés.

Tabla 8.11. Integración paisajística de las distintas tecnologías adoptadas

Integración paisajística	Tecnologías
Buena	LA / HSSH/HSSV
Moderada	AE/CBR
Complicada	FP/FAFA-FP

8.4.5.4. Producción de gases efecto invernadero

Los gases de efecto invernadero se encuentran en la atmósfera de forma natural en concentraciones bajas, y a ellos se debe que en la capa de la atmósfera en contacto con la superficie de la Tierra se mantenga un intervalo de temperaturas apto para la existencia de vida en el planeta. Cuando estos gases incrementan su concentración, debido entre otras causas a las actividades humanas, se presenta el efecto invernadero, que produce un incremento de la temperatura ambiente y da como resultado el fenómeno conocido como cambio climático. Los gases de efecto invernadero incluyen CO_2 , CH_4 , N_2O y gases fluorados.

En las PTAR el CO_2 que se produce es debido a la oxidación de la materia orgánica, no considerándose que esta fracción contribuya al cambio climático, puesto que se considera que cierra el ciclo de la materia orgánica. Por el contrario, la emisión de otros gases durante los procesos de tratamiento, como puede ser el metano y los óxidos nitrosos, si se considera que contribuyen al cambio climático. Se debe destacar que el metano tiene un potencial de calentamiento global 21 veces superior al del CO_2 y N_2O 310 veces mayor.

El CH_4 que se produce fundamentalmente en los tratamientos anaerobios (tanques Imhoff, RAFA, lagunas anaerobias, y digestores anaerobios de lodos), suele ser el gas que se genera en mayor cantidad y

por tanto el que más influencia tiene desde el punto de vista del cambio climático. El óxido nitroso puede generarse en los procesos aerobios, fundamentalmente en los de nitrificación-desnitrificación (vía anóxica), pero su producción en las PTAR no es significativa.

Por lo tanto, se deben valorar positivamente los tratamientos que no producen metano o los que produciéndolo adoptan las medidas necesarias (cubrimiento y quemado de los gases), para limitar su emisión. En la Tabla 8.12 se valora este aspecto.

8.4.6. Generación de lodos

Las PTAR generan residuos de tipo sólido, tanto en las distintas operaciones del pretratamiento (desbaste, desarenado y desengrasado, en su caso), como a través de los lodos que se producen en los distintos procesos de la planta.

No se ha considerado conveniente incluir dentro de los criterios comparativos la producción de residuos procedentes del pretratamiento, ya que dicha producción es muy similar en las distintas líneas de tratamiento propuestas, dependiendo más del tipo de agua residual a tratar y del grado de simplicidad que se desee, que del tipo de tratamiento adoptado en la PTAR.

8.4.6.1. Producción de lodos

La producción de lodos lleva implícita la obligatoriedad de su gestión y complica, en mayor o menor medida, la operación de la estación depuradora. En El Salvador no existe en la actualidad una normativa sobre lodos procedentes de depuradoras ni su caracterización, por lo que el tipo de disposición a adoptar (uso agrícola, corrector de suelos, vertedero, etc.), así como las condiciones exigidas y los controles a realizar, deben ser aprobados por el MARN en cada caso concreto.

Tabla 8.12. Clasificación de las distintas tecnologías en función de la emisión de gases efecto invernadero

Efecto de la emisión de gases respecto al cambio climáticos	Tecnologías
Nulo	Tratamientos que no emiten metano:AE
Escaso	FP/ RAFA+FP/LA /CBR/HSSH/HSSV, cuando se adoptan medidas de cubrimiento y quemado de los gases
Importante	FP/ RAFA+FP/LA /CBR/HSSH/HSSV, cuando no se adoptan medidas para paliar el problema

Tabla 8.13. Producción de lodos deshidratados de las distintas tecnologías adoptadas

Línea de tratamiento	Lodos producidos	
	g MS/habitantes.día	Tm*/100 habitante.año
LA	6-10	0.55-0.90
RAFA+FP	18-32	1.65-2.92
TI+FP	18-32	1.65-2.92
SP+FP	30-38	2.72-3.47
TI+CBR	18-32	1.65-2.92
SP+CBR	30-38	2.72-3.47
AE	32-48	2.92-4.37
HSSH y HSSV	17-21	1.55-1.92

*40% de sequedad

En cualquier caso, sea cual sea la disposición que se elija, la cantidad de lodos producidos es un factor importante a tener en cuenta en la selección de alternativas, debido al peso que tiene en los costos de explotación referentes a su transporte y disposición. Por lo tanto, los tratamientos que generen menos lodos deben ser valorados positivamente.

En la Tabla 8.13 se dispone la producción de lodos deshidratados de las seis líneas de tratamiento adoptadas.

La comparación de las distintas producciones de lodos podría establecerse de la siguiente forma que muestra la Tabla 8.14.

Tabla 8.14. Comparación de producción de lodos de las distintas tecnologías adoptadas

Producción de lodos	Tratamiento
Baja	LA
Media	HSSH / HSSV / RAFA+FP / TI+FP / TI+CBR
Media	SP+FP / SP+CBR
Alta	AE

8.4.6.2. Calidad de los lodos producidos

Este apartado puede ser muy importante si tras los estudios previos se conoce la disposición final de los lodos o posibles alternativas a la misma. En este caso, además de determinar los valores relativos a la estabilidad y la sequedad del lodo, debe realizarse una caracterización de al menos los siguientes parámetros:

sólidos suspendidos, sólidos totales, NTK, Fósforo total y metales pesados (Cromo, Plomo, Mercurio, Cadmio, Níquel, Cobre y Zinc).

La disposición sobre el terreno obliga a que su contenido en metales pesados (concentraciones y cuantías anuales) no sobrepase los valores límites recomendables. Así mismo debe conocerse su contenido en patógenos y si éste sobrepasa los límites exigidos, lo cual es habitual; se considera conveniente la realización de una higienización como puede ser un compostaje, antes de su uso en agricultura.

Para su disposición en vertedero, es suficiente que el lodo esté estabilizado y deshidratado.

En el caso de las seis líneas de tratamiento que se valoran en el documento, tal como se explica en el capítulo 8 de tratamiento de lodos, se incluye una línea de lodos completa para conseguir una reducción mínima de materia volátil del 40 % y una sequedad mínima del 40 %, por lo que en este caso la calidad del lodo es la misma en todos los tratamientos.

8.4.7. Operación y Mantenimiento

Todas las plantas de tratamiento, por simple que sea su tecnología, requieren de unas labores de operación y mantenimiento que deben ser atendidas regularmente. La complejidad de cada tratamiento, asociada a las labores de operación y mantenimiento y a la necesidad de personal adecuado, es un factor clave en el proceso de selección del tratamiento más adecuado en cada caso concreto. Su importancia dependerá de la capacidad técnica y del tipo de personal de que disponga la municipalidad, o la entidad gestora del sistema de depuración. Si la gestión la va a llevar una entidad con experiencia en la operación de sistemas de abastecimiento y saneamiento, existe una mayor garantía de que la explotación de cualquier tipo de planta se realizará correctamente.

Tabla 8.15. Clasificación de las distintas tecnologías en función de la complejidad en la operación

Complejidad	Tratamiento
Muy baja	LA /HSSH
Baja	HSSV
Media	FP / RAFA+FP/CBR
Alta	AE

Otro tema importante a valorar dentro de la explotación de una PTAR es la disponibilidad en el país de los repuestos necesarios para el mantenimiento de las instalaciones, y la capacidad de las empresas suministradoras de equipos de prestar una asistencia técnica adecuada cuando se presenten problemas.

8.4.7.1. Complejidad de operación y requerimientos de personal

En general los tratamientos intensivos presentan una operación y mantenimiento más complejos que los extensivos, por la mayor presencia de equipos electromecánicos.

En la Tabla 8.15 se establece una clasificación de los distintos tratamientos, respecto a la complejidad de operación y a la cualificación del personal.

8.4.7.2. Disponibilidad de repuestos y servicio técnico

Es difícil dar una pauta general para valorar los conceptos que se incluyen en este apartado y su clasificación debe realizarse en cada caso concreto en función de: a) los equipos que se incluyan en la oferta y la disponibilidad de repuestos de los mismos en el mercado salvadoreño; b) los equipos y materiales singulares que son objeto de importación y c) la existencia o no en el país de representación y asistencia técnica de dichos equipos.

En definitiva, se trata de valorar para cada alternativa las dificultades que pueden afectar a la explotación y mantenimiento de la PTAR, debido a la dificultad de encontrar repuestos o para ser asistidos técnicamente por las casas suministradoras en el caso de equipos importados.

No se incluye por tanto una tabla de clasificación general, pudiéndose establecer algunos criterios como:

- Los tratamientos extensivos son los que menos repuestos necesitan y sus equipos son sencillos y de fácil reparación a nivel local (compuertas, rejillas, válvulas, chapas deflectoras, etc.), no precisan de un servicio técnico externo permanente.
- El tratamiento basado en filtros percoladores, precedidos de un tanque Imhoff o un RAFA, precisa de repuestos sencillos que se suelen encontrar en El Salvador. Aquí destacan los repuestos correspondientes a los bombeos de recirculación y trasiego de lodos, de los que existen suministradores de garantía en el país. No precisan pues de un servicio técnico externo permanente.

Los mayores problemas se dan en los tratamientos mediante CBR y aireación extendida. En los primeros todos los componentes que forman los rotores deben importarse en caso de avería. Y en los segundos, en la aireación extendida, todos los componentes del sistema de aireación (turbinas, soplantes, difusores, etc.) y los elementos de control deben importarse en caso de avería. En estos casos sería necesario asegurar un servicio técnico postventa de los equipos más singulares.

8.4.8. Costos

En el contexto socioeconómico de El Salvador, dado los limitados recursos económicos existentes para la gestión del saneamiento y la depuración, los costos de implantación y los de explotación y mantenimiento de las PTAR constituyen un elemento muy importante a tener en cuenta en la valoración de las distintas alternativas.

En cualquier caso, se debe destacar la mayor relevancia de los costos de explotación frente a los de implantación, ya que son estos costos los que han provocado el fracaso de muchas de las instalaciones que hoy están en mal estado o fuera de servicio. Además, hay que tener en cuenta que nuestro objetivo principal es establecer un servicio de depuración sostenible en el tiempo y para ello sus costos de explotación deben adecuarse a las posibilidades de financiación de la comunidad servida. Por lo tanto, cuando se analicen estos costos debe conocerse la capacidad económica y de gestión de la municipalidad, la capacidad de pago de la propia población y la existencia o no de mecanismos tarifarios, u otros, para financiar la explotación del saneamiento y la depuración.

8.4.8.1 Costos de implantación

En la Tabla 8.16 se ha hecho una clasificación de los costos de implantación de los tratamientos en USD \$/habitante en ejecución material, divididos en costos de la línea de agua, costos del tratamiento de lodos, costos de desinfección (cloración sin y con filtración previa) y costos totales. Los costos totales recogen los costos de la cloración sin filtración previa.

La estimación de los costos de implantación de cada línea de tratamiento se ha realizado en función de un dimensionamiento básico para cada rango de población, teniendo en cuenta las premisas establecidas en los apartados 3.2.3 y 3.3 y los parámetros de diseño de cada tratamiento.

Tabla 8.16. Costos de implantación de cada línea de tratamiento, dividida en línea de agua línea de lodos, tratamiento de desinfección y costos totales de la PTAR, para poblaciones de 500-50.000 habitantes

Línea de tratamiento	Costo (USD \$/hab)				Costo total
	Línea de agua	Línea de lodo	Desinfección		
			sin filtros	con filtros	
AE ₂	443-97	149-89	63-9	71-10	655-195
RAFA+FP ₂ (piedra)	520-147	85-35	63-9	71-10	668-191
RAFA+FP ₂ (plástico)	660-141	85-35	63-9	71-10	808-185
FP (piedra) ₂	604-167	92-92	63-9	71-10	759-268
FP (plástico) ₂	670-126	92-92	63-9	71-10	825-227
CBR	604-139	92-92	63-14	71-10	759-245
HSSV	227-137	79-32	63-14	71-10	369-183
HSSH	231-138	79-32	63-14	71-10	373-184
LA	351-204	120-64	-	-	471-268

Con desinfección por cloro sin filtración previa ₂ Efluente nitrificado

La implantación de la PTAR se ha realizado sobre un terreno no problemático y sin tener en cuenta los costos de adquisición de los terrenos. En caso de que, en función de los estudios previos, las bases de partida sean diferentes, los costos serán diferentes, pudiendo variar la valoración de los distintos tratamientos a efectos comparativos. Por ejemplo, en caso de terrenos de alto valor, los tratamientos intensivos pueden tener unos costos de implantación muy inferiores a los tratamientos extensivos.

Para ver en detalle cómo se han estimado los costos de implantación de cada línea de tratamiento, ver los capítulos 5, 6 y 7 de este documento.

En el caso en que la desinfección se realice mediante lagunas de maduración o humedales superficiales horizontales, los costos relativos a la desinfección son:

- Con lagunas de maduración: 82-66 USD \$/hab
- Con humedales superficiales horizontales: 103-97 USD \$/hab

En la Tabla 8.17 se presenta a modo de ejemplo los costos correspondientes a una planta de 5,000 habitantes.

En caso que la desinfección se realice mediante lagunas de maduración o humedales superficiales horizontales, los costos relativos a la desinfección son:

- Con lagunas de maduración: 61 USD \$/hab
- Con humedales superficiales horizontales: 90 USD \$/hab

En función de los datos de las Tablas 8.16 y 8.17, se establecen las siguientes observaciones:

- Las líneas de tratamiento con menores costos de implantación en general son los humedales subsuperficiales, seguidos del RAFA + FP, la AE y el LA. Los más caros son los CBR y los FP.
- Los costos relativos a la línea de lodos y a la desinfección son importantes en el conjunto de las inversiones a realizar, suponiendo un 20-40 % de los costos totales de implantación.

Tabla 8.17. Costos de implantación de cada línea de tratamiento, para una población de 5.000 habitantes

Línea de tratamiento	Costo (USD \$/hab)				Costo total
	Línea de agua	Línea de lodo	Desinfección		
			Sin filtros	Con filtros	
AE ₂	131	94	13	17	238
RAFA+FP (piedra) ₂	166	37	13	17	216
RAFA+FP (plástico) ₂	212	37	13	17	263
FP (relleno piedra) ₂	245	48	13	17	306
FP (relleno plástico) ₂	229	48	13	17	290
CBR	232	48	13	17	293
HSSV	137	32	13	17	182
HSSH	138	32	13	17	133
LA	193	67	-	-	260

Con desinfección por cloro sin filtración previa Efluente nitrificado

- Hay que resaltar que los costos más bajos de desinfección son los que utilizan sistemas de filtración previamente a la cloración, debido a la reducción de la capacidad de los equipos de cloración in situ, al exigir dosis más pequeñas. Las tecnologías que disponen de un efluente nitrificado suponen también una ventaja desde el punto de vista de los costos derivados de la cloración.
- De los dos sistemas alternativos a la cloración, las lagunas de maduración tienen un costo mucho más bajo que el correspondiente a los humedales superficiales horizontales, a la vez es mucho mayor que los sistemas de cloración (entre 3.5 y 4.5 veces en función del sistema de cloración adoptado).

Sistema de valoración

La valoración de este concepto puede realizarse puntuando directamente en función del presupuesto de cada alternativa, o clasificando los costos en función de los porcentajes de incremento o disminución sobre el valor medio de los presupuestos de todas las alternativas.

Tabla 8.18. Clasificación de los costos de implantación

Nivel	Puntuación
Menor que el costo medio: >20%	Muy alta
Menor que el costo medio: entre 5 y 15%	Alta
Costo intermedio: 5% arriba o abajo	Media
Mayor que el costo medio: entre 5 y 15%	Baja
Mayor que el costo medio: >20%	Muy baja

En el primer caso, se pueden cometer errores en los casos en que los costos de implantación de algunos tratamientos sean muy dispares. Para evitar estos problemas, se recomienda establecer varios niveles tal y como puede ver en la Tabla 8.18.

8.4.8.2. Costos de explotación y mantenimiento

En los costos de explotación y mantenimiento deben incluirse todos aquellos aspectos necesarios para que la PTAR funcione

Tabla 8.19. Costos de explotación y mantenimiento de cada línea de tratamiento, dividida en línea de agua línea de lodos, tratamiento de desinfección y costos totales de la PTAR, para poblaciones de 500-50,000 habitantes

Línea de tratamiento	Costo (USD \$/hab.año)			Costo total
	Línea de agua	Desinfección		
		Sin filtros	Con filtros	
AE ₄	38.2-13.9	1.93-0.44	3.9-1.7	40.13-14.34
RAFA+FP (piedra) _{2,4}	38.1-4.3	1.93-0.44	3.9-1.7	40.03-4.74
RAFA+FP (plástico) _{3,4}	40.9-6.1	1.93-0.44	3.9-1.7	42.83-6.54
FP (relleno piedra) _{2,4}	39.0-4.9	1.93-0.44	3.9-1.7	40.93-5.34
FP(relleno plástico) _{3,4}	43.8-6.6	1.93-0.44	3.9-1.7	45.73-7.04
CBR	43.5-7.8	4.98-0.69	3.9-1.7	48.48-8.49
HSSV	23.0-4.3	4.98-0.69	3.9-1.7	27.98-4.99
HSSH	23.0-4.3	4.98-0.69	3.9-1.7	27.98-4.99
LA	23.7-2.4	4.98-0.69	-	28.68-3.99

₁ Con desinfección por cloro sin filtración previa ₂ Filtro percolador sin recirculación ₃ Filtro percolador con recirculación ₄ Efluente nitrificado

correctamente, cumpla con las normativas ambientales y de vertido, y permita un mantenimiento adecuado de las instalaciones.

La estimación de los costos de explotación, que se ha realizado para las seis líneas de tratamiento seleccionadas, incluye los costos del personal, el consumo energético, los costos de mantenimiento, el transporte y disposición de los lodos producidos en vertedero y el seguimiento analítico de la planta. Esta estimación se ha realizado en función de un dimensionamiento básico para cada rango de población, teniendo en cuenta las premisas establecidas en los apartados 3.2.3 y 3.3 y los parámetros de diseño de cada tratamiento. En el anexo 2 de este documento se establecen las bases para la estimación de dichos costos. Conviene señalar que el costo de gestión de lodos corresponde a la disposición de los lodos en un vertedero a 20 km de distancia, cuestión que variará en cada caso en función del tipo de disposición adoptado y de la distancia real del vertedero, en caso de adoptar esta solución. En caso de que, en función de los estudios previos, las bases de partida sean diferentes, los costos serán diferentes.

En la Tabla 8.19 se ha hecho una clasificación de los costos de explotación y mantenimiento de cada línea de tratamiento, dividida en tres apartados: i) costos de la línea de agua; ii) costos de desinfección (cloración sin y con filtración previa) y costos totales, medidos en USD \$/hab.año. Los costos totales recogen los costos de la cloración sin filtración previa. Los costos de explotación del tratamiento de lodos están incluidos en los costos de la línea de agua.

Para ver en detalle los costos de implantación de cada línea de tratamiento, ver los capítulos 5, 6 y 7 de este documento.

En caso que la desinfección se realice mediante lagunas de maduración o humedales, los costos de explotación y mantenimiento son nulos, al estar incluidos en los costos de la línea de agua.

En la Tabla 8.20 se presenta a modo de ejemplo los costos de explotación y mantenimiento correspondientes a una planta de 5,000 habitantes.

Tabla 8.20. Costos de explotación y mantenimiento de cada línea de tratamiento, para una población de 5,000 habitantes

Línea de tratamiento	Costo (USD \$/hab.año)			Costo total
	Línea de agua	Desinfección		
		sin filtros	con filtros	
AE ₄	17.0	1.53	1.29	18.53
RAFA+FP (piedra) _{2,4}	7.6	1.53	1.29	9.13
RAFA+FP (plástico) _{3,4}	9.2	1.53	1.29	10.73
FP (relleno piedra) _{2,4}	8.1	1.53	1.29	9.63
FP (relleno plástico) _{3,4}	9.7	1.53	1.29	11.23
CBR	12.1	3.25	1.29	15.75
HSSV	4.3	3.25	1.29	7.55
HSSH	4.3	3.25	1.29	7.55
LA	4.6	-	-	4.6

₁ Con desinfección por cloro sin filtración previa ₂ Filtro percolador sin recirculación ₃ Filtro percolador con recirculación ₄ Efluente nitrificado

En caso que la desinfección se realice mediante lagunas de maduración o humedales, los costos de explotación y mantenimiento son nulos, al estar incluidos en los costos de la línea de agua.

En función de los datos establecidos en las Tablas 8.19 y 8.20, se establecen las siguientes observaciones:

- Las líneas de tratamiento con costos de explotación y mantenimiento más bajos son las que disponen de tecnologías extensivas, en primer lugar la LA, y a poca distancia los HSSH y HSSV. A continuación se sitúan los RAFA+FP y los FP y por último los CBR y la AE. Para plantas medianas y grandes los costos de explotación de AE superan en más de tres veces los costos de LA.
- Dentro de los distintos sistemas de cloración el más económico en costos de explotación es el que dispone de una

filtración previa, mejorando su eficiencia cuando la PTAR es mayor.

- Los costos de explotación de la línea de lodos se han incluido en los correspondientes a la línea de agua, como puede verse en el anexo 2 de este documento.

Sistema de valoración

La valoración de este concepto puede realizarse puntuando directamente en función del presupuesto de cada alternativa, o clasificando los costos en función de los porcentajes de incremento o disminución sobre el valor medio de los presupuestos de todas las alternativas. En el primer caso se pueden cometer errores en los casos en que los costos de implantación de algunos tratamientos sean muy dispares. Para evitar estos problemas, se recomienda establecer varios niveles tal y como se presenta en la tabla 8.21.

Tabla 8.21. Clasificación de los costos de explotación y mantenimiento

Nivel	Puntuación
Menor que el costo medio: >20%	Muy alta
Menor que el costo medio: entre 5 y 15%	Alta
Costo intermedio: 5% arriba o abajo	Media
Mayor que el costo medio: entre 5 y 15%	Baja
Mayor que el costo medio: >20%	Muy baja

8.4.9. Aceptación por parte de la comunidad

Este criterio trata de valorar la opinión de la comunidad, objeto del proyecto de depuración, respecto a los diferentes tratamientos que se van a evaluar. Tiene su importancia en el caso de que se manifiesten preferencias o contradicciones con algunas de las tecnologías propuestas.

Es en el marco de la participación comunitaria en el desarrollo del proyecto de depuración, definido en el apartado 8.1, donde se debe analizar la actitud de la municipalidad y de la propia población ante experiencias positivas o negativas de los diferentes tipos de tratamiento. En este apartado también deben valorarse las opiniones de los responsables de la entidad que vaya a gestionar el sistema de depuración. Este criterio sólo se utilizará si los técnicos evaluadores consideran importante, en función de los estudios previos, contar con la opinión de la comunidad al detectar la existencia de diferentes intereses en la selección de una tecnología u otra.

8.5. Eliminación de los tratamientos que no cumplan los criterios limitantes

Al estudiar los diferentes criterios de selección, se han ido valorando los que pueden tener carácter limitante y que se resumen a continuación:

- **Calidad del efluente depurado** (apartado 8.4.1.1). El cumplimiento de la normativa salvadoreña de vertidos de aguas residuales a cuerpos receptores es un criterio limitante. Las seis líneas de tratamiento recogidas en este documento cumplen con este criterio.
- Salvado este aspecto se puede valorar la calidad del efluente obtenido por cada tratamiento, en cuanto a su **capacidad de eliminar nutrientes, nitrificar o eliminar patógenos** en los casos en que se vierta a zonas sensibles, zonas con valor piscícola, zonas próximas a captaciones de agua potable o cuando se reutilice el efluente depurado.
- **Capacidad del tratamiento** (apartado 8.4.2). Algunos tratamientos se adaptan mejor a una gama de caudales determinados por sus características estructurales o su complejidad de funcionamiento, por lo que sobrepasar estas capacidades puede ser perjudicial y, por lo tanto, puede tener un carácter limitante. En el apartado correspondiente se establecen limitaciones respecto a los humedales artificiales, RAFA y CBR.
- **Terrenos de implantación** (apartado 8.4.3). La superficie de terreno disponible para la ubicación de la PTAR puede ser un factor limitante e impedir la implantación de sistemas extensivos.

De existir terreno suficiente, también podría ser limitante el costo de los mismos, en caso de precios exorbitados, este aspecto debería recogerse en el apartado de costos de implantación.

- **Las características del terreno** (topografía, geotecnia, nivel freático, etc.) pueden limitar o condicionar la implantación de algunos tratamientos. En general, los problemas derivados de las características del terreno repercuten negativamente en mayores costos de implantación, al complicar las soluciones constructivas. En algunos casos extremos, podrían eliminarse aquellas alternativas cuya adecuación al tipo de terreno existente es más problemática.
- **Temperatura** (apartado 8.4.4). Las bajas temperaturas constituyen un factor limitante para la implantación de sistemas anaerobios. En el caso de los RAFA se puede cuestionar su implantación cuando la temperatura media del mes más frío es menor de 15°C.
- **Impactos medioambientales** (apartado 8.4.5). Los olores o los ruidos pueden ser limitantes en zonas residenciales o turísticas, pero en general son criterios a valorar entre las distintas alternativas, teniendo en cuenta que en muchos casos estos problemas pueden mitigarse a través de medidas preventivas como el confinamiento de espacios, la desodorización de los gases malolientes o la utilización de sistemas anti ruidos.

Operación y mantenimiento (apartado 8.4.7). Los aspectos relacionados con la operación y el mantenimiento pueden ser limitantes en el caso de poblaciones pequeñas que no disponen de recursos, ni de personal cualificado y precisan de tecnologías de baja complejidad técnica y de mantenimiento sencillo.

En general es un criterio importante a valorar entre las distintas alternativas.

No es posible hacer un catálogo completo de los criterios limitantes, siendo misión de los técnicos evaluadores establecer estas limitaciones para cada caso concreto. En cualquier caso, una vez establecidos los criterios limitantes, todas las alternativas que no los cumplan deben eliminarse del proceso de selección, lo cual puede reducir rápidamente el número de tratamientos a evaluar.

8.6. Ponderación de cada criterio

Una vez establecidos los criterios de selección, el evaluador debe establecer un coeficiente de ponderación de cada uno de ellos en función de su importancia, teniendo en cuenta las condiciones locales del proyecto. El sistema de ponderación es potestativo del evaluador, siendo los más comunes, los siguientes:

- Establecimiento de un porcentaje para cada criterio, con base en un porcentaje total de 100.

Establecimiento de un coeficiente multiplicador para cada criterio, en base a una gama de niveles que refleja su importancia, tal como se muestra en la Tabla 8.22, en la que se establecen cuatro niveles.

Tabla 8.22. Coeficientes multiplicadores

Nivel	Coeficiente multiplicador
Muy importante	4
Importante	3
Importancia media	2
Poca importancia	1

En general, dadas las condiciones socio económicas del país es recomendable adoptar tratamientos de depuración sencillos de operar y mantener, de bajo costo de explotación y mantenimiento, y sostenibles en el tiempo, por lo que los criterios con mayor coeficiente de ponderación son normalmente los correspondientes a los costos de explotación y mantenimiento y a la operación y mantenimiento. También es importante, dadas las dificultades de financiación existentes, el criterio de costos de implantación.

8.7. Valoración respecto a cada criterio

Se trata de valorar la adecuación de cada línea de tratamiento respecto a cada criterio, comparándola con el resto de alternativas. Para ello se establece una escala de puntos (de 1 a 10, o de 1 a 5), puntuándose cada línea de tratamiento en función de su idoneidad.

Como ayuda al evaluador en esta valoración, se pueden utilizar las tablas y diagramas recogidos en cada criterio (apartado 8.4), donde se compara la idoneidad de cada tratamiento y la posible calificación de cada uno de ellos en función del criterio a valorar.

8.8. Selección de los tratamientos más adecuados

Para poder presentar de una manera ordenada la valoración y ponderación de cada uno

de los criterios de selección no limitantes en cada una de las posibles alternativas de tratamiento, se ha optado por una matriz en forma de tabla.

Cada línea de tratamiento a evaluar tendrá una matriz con los criterios de selección, la valoración otorgada en cada uno de ellos en función de su idoneidad, el coeficiente de ponderación establecido para cada criterio y la puntuación parcial respecto a cada criterio, que es el resultado de multiplicar la citada valoración por el coeficiente de ponderación. La suma de las puntuaciones parciales correspondientes a cada criterio, constituye la puntuación total asignada a cada línea de tratamiento.

En la Tabla 8.23 se recoge, a modo de ejemplo, un modelo de matriz de evaluación para cada línea de tratamiento seleccionada, teniendo en cuenta lo descrito anteriormente.

Una vez se haya evaluado cada una de las posibles alternativas de tratamiento, se recogerán en una tabla, donde podrán evaluarse de forma comparativa, siendo las opciones con mayor puntuación las más aconsejables. En la Tabla 8.24 se recoge, a modo de ejemplo, un modelo de tabla donde se comparan las puntuaciones obtenidas por las seis líneas seleccionadas en este documento: FP, RAFA+FP, LA, HSSV y los HSSH, AE y CBR.

Tabla 8.23. Matriz de decisión de cada una de las líneas de tratamiento evaluadas

Línea de tratamiento:			
Criterios de selección	Valoración	Ponderación	Total (V*P)
1. Eficacia del tratamiento			
1.1. Calidad del efluente depurado			
1.2. Adaptación al tipo de contaminación			
1.3. Tolerancia a variaciones de caudal y carga			
2. Terrenos de implantación			
2.1. Superficie disponible			
3. Factores medioambientales			
3.1. Producción ruidos			
3.2. Producción olores			
3.3. Contaminación visual			
3.4. Producción gases de efecto invernadero			
4. Generación de lodos			
4.1. Producción de lodos			
4.2. Calidad de los lodos			
5. Operación y mantenimiento			
5.1. Complejidad de operación y requerimientos de personal			
5.2. Disponibilidad de repuestos y de servicio técnico			
6. Costos			
6.1. Costos de implantación			
6.2. Costos de explotación y mantenimiento			
7. Aceptación por parte de la comunidad			
Total			

Tabla 8.24. Matriz de selección de las líneas de tratamiento evaluadas

Tabla comparativa entre las distintas alternativas						
Criterios de selección	A1	A2	A3	A4	A5	A6
1. Eficacia del tratamiento						
1.1. Calidad del efluente depurado						
1.2. Adaptación al tipo de contaminación						
1.3. Tolerancia a variaciones de caudal y carga						
2. Terrenos de implantación						
2.1. Superficie disponible						
3. Factores medioambientales						
3.1. Producción ruidos						
3.2. Producción olores						
3.3. Contaminación visual						
3.4. Producción gases de efecto invernadero						
4. Generación de lodos						
4.1. Producción de lodos						
4.2. Calidad de los lodos						
5. Operación y mantenimiento						
5.1. Complejidad de operación y requerimientos de personal						
5.2. Disponibilidad de repuestos y de servicio técnico						
6. Costos						
6.1. Costos de implantación						
6.2. Costos de explotación y mantenimiento						
7. Aceptación por parte de la comunidad						
Total						

NOTA: Alternativa 1 (A1): FP; Alternativa 2 (A2): RAFA+FP; Alternativa 3 (a3): LA; Alternativa 4 (A4): HSSH/HSSV; Alternativa 5 (A5): AE; Alternativa 6 (A6): CBR

Los resultados obtenidos a partir de la metodología establecida en este documento para la selección de los tratamientos más adecuados, constituyen un apoyo para la toma de decisiones por parte de los responsables del proyecto. Esta metodología pretende fundamentalmente establecer un instrumento que permita

al personal técnico responsable ordenar el proceso de selección, estableciendo criterios fiables e instrumentos de evaluación ajustados a las condiciones locales. Será, al final, este personal técnico quien tendrá la responsabilidad de seleccionar el tratamiento a desarrollar en el proyecto constructivo.

Bibliografía

Agence de L'eau Rhin Meuse, 2007. Les procédés d'épuration des petites collectivités. Eléments de comparaison techniques et économiques. France.

ANDA (Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados), 1998. Normas Técnicas para abastecimiento de agua potable y alcantarillados de aguas negras. El Salvador.

ANDA, 2013. Boletín Estadístico de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados. El Salvador.

ATV-A131, 2000. Dimensionamiento de plantas de fangos activos de una etapa. Alemania

ATV-A281, 2001. Dimensionamiento de Filtros Percoladores y Contactores Biológicos Rotativos. Alemania.

Boutin, C.; Liénard, A, 2004. Reed bed filters for wastewater treatment in France: major design aspects and history of development. Water 21. France.

Brix, H., 2004. Danish guidelines for small-scale constructed wetland systems for onsite treatment of domestic sewage. Vol. I. pp. 1-9. 9th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Avignon, France.

BS 1438:2004. Media for Biological Percolating Filters. British Standards. UK.

CEDEX 2010. Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. España.

CEDEX 2014. Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones

depuradoras. Tema 30, Saneamiento y depuración en pequeñas poblaciones. Tomo II. España.

CEDEX, 2007. Guía Técnica sobre redes de saneamiento y drenaje urbano. España.

CEDEX, 2013. Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Tema 7, Tratamiento biológico de fangos activos. Tomo I. España.

CEDEX, 2013. Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Tema 6, Procesos biológicos de película fija. Tomo I. España.

CEDEX, 2013. Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Tema 3, Pretratamientos. Tomo I. España.

CEDEX, 2013. Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Tema 4, Tratamientos primarios y físico-químicos. Tomo I. España.

CNA-IMTA, 1992. Manual simplificado para el diseño, operación y evaluación de lagunas de estabilización de aguas residuales. Coordinación de Tecnología Hidráulica Urbano Industrial, Subcoordinación de Potabilización y Aprovechamiento de Aguas Residuales. México.

CNM, 2006. Comisión nacional del agua del México. Guía para el manejo, tratamiento y disposición de lodos residuales de plantas de tratamiento municipales. ISBN: 978-968-817-880-5.

Cooper, P., 2001. Nitrification and denitrification in hybrid constructed wetlands



systems. Transformations of Nutrients in Natural and Constructed Wetlands. J. Vymazal, ed., Backuys Publishers, Leiden, pp. 257-270. The Netherlands.

Cooper, P., 2003. Sizing vertical flow and hybrid constructed wetlands systems. The use of Aquatic Macrophytes for Wastewater Treatment. 1st International Seminar. Dias V. y Vymazal J. (eds.), Instituto Nacional da Água, Lisbon, pp. 195-218. Portugal.

Cortacans Torre, JA., 2004. Fangos Activos. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. España.

Cortez S, Teixeira P, Oliveira R, Mota M., 2008. Rotating biological contactors: a review on main factors effecting performance. Review in Environmental Science and Biotechnology.

Crites & Tchobanoglous, 2000. Sistema de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados.

Crites, R.; Middlebrooks, E.; Reed, S., 2006. Natural Wastewater Treatment Systems. CRC Press, Taylor & Francis Group.

DIM 19557, 2004. Wastewater treatment plants. Mineral filter media and plastic media for percolating filters. Germany.

Directiva 88/278/CEE. Relativa a la protección del medio ambiente y, en particular, de los suelos, en la utilización de los lodos de depuradora en agricultura.

División de Ingeniería Sanitaria. Engineering Div. ASCE, 100, EEI-119. USA

Edwards, J.K., Gray, K.R., Cooper, D.J., Biddlestone, A.J., Willoughby, N. (2001). Reed bed dewatering of agricultural sludges and slurries. Water Science and Technology 44, 551-558.

EPA (1982) Dewatering municipal wastewaters sludges.

EPA (1987) Innovations in sludge drying beds, A Practical Technology. <http://nepis.epa.gov/EPA/html/pubs/pubtitleOW.htm>.

EPA (1993) An Evaluation of Reed Bed Technology to Dewater Army Wastewater Treatment Plant Sludge. Technical report EP 93/09.

EPA (2003) Environmental Regulations and Technology, Control of Pathogen and Vector Attraction In Sewage Sludge. <http://www.epa.gov/nrmrl/pubs/625r92013/625R92013.pdf>

EPA, 1984. Handbook: Septage Treatment and Disposal. EPA Municipal Environmental Research Laboratory. Cincinnati, Ohio. EPA-625/6-84-009.

EPA, 1994. Guide to Septage Treatment and Disposal. Office of Research and Development. Washington, D.C. EPA/625/R-94/002.

EPA, 1999. Folleto informativo de Tecnología de aguas residuales. Desinfección con cloro. EPA 832-F-99-062. USA.

EPA, 1999. Update of Ambient Water Quality Criteria for Ammonia. EPA-822-R-99-014. USA.

EPA, 2000. Wastewater Technology Factsheet. Trickling Filters. EPA 832-F-00-014. USA.

EPA, 2004. Guidelines for Water Reuse. EPA/625/R-04/108. U.S. Environmental Protection Agency. USA.

EPA, 1977. EPA-430/9-76-017. Federal Guidelines. State and Local Pretreatment Programs. Vol. I. USA.

Estabilidad de un fango. Concepto y métodos de evaluación del grado de estabilidad. Tecnología del Agua. 304, 22-27.

FOCARD-APS, 2012. Documento base en apoyo al Plan de Trabajo del Grupo Temático Regional de Excretas y Aguas Residuales. El Salvador.

FOCARD-APS, 2013. Gestión de las Excretas y Aguas Residuales en El Salvador. Situación actual y Perspectivas. El Salvador.

Galvis, a. et al., 2013. Modelo conceptual de selección de tecnologías para el control de la contaminación de aguas domésticas en localidades colombianas menores de 30.000 habitantes. Colombia.

García, J.; Corzo, A., 2008. Depuración con Humedales Construidos. Guía Práctica de Diseño, Construcción y Explotación de Sistemas de Humedales de Flujo Subsuperficial.

García, J.; Morató, J.; Bayona, J.M. Editores. CPET-Centro de Publicaciones del Campus Nord, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, pp. 71-70. España.

García, J.; Morató, J.; Bayona, J.M., 2004. Nuevos Criterios para el Diseño y Operación de Humedales Construidos. CPET-Centro de Publicaciones del Campus Nord, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona. ISBN: 84-7653-854-5.

García, J.; Ojeda, E.; Sales, E.; Chico, F.; Píriz, T.; Aguirre, P.; Mujeriego, R., 2003. Spatial variations of temperature, redox potential, and contaminants in horizontal flow reed. Ecol. Eng. 21, 129-142. España.

García, J.; Aguirre, P.; Mujeriego, R.; Huang, Y.; Ortiz, L.; Bayona, J., 2004. Initial contaminant removal performance factors in horizontal flow

red beds used for treating urban wastewater. Wat. Res. 38(7), 1669-1678. España.

Gloyne Earnest, 1971. Waste Stabilization Ponds. Graw-Hill ISBN: 84-481-1607-0. World Health Organization, Génova.

Gujer, J. W. and Zhender, A. J. B. (1983) Conversion processes in anaerobic digestion. Wat. Sci. Tech., 15, 127-167.

Hernández, A., 1992. Depuración de Aguas Residuales. Escuela de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de Madrid. UPM. España.

Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados. Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales. Nicaragua.

IWA, 2006. Biological wastewater treatment in warm climate regions. UK.

Kadlec, R.; Wallace, S., 2009. Treatment Wetlands. Second Edition. CRC Press. Taylor & Francis Group. ISBN: 978-1-56670-526-4.

Leon, G., Moscoso, J. (1996). Curso de Tratamiento y Uso de Aguas Residuales, CEPIS, OPS/OMS, PUB96.20, Lima (Perú).

Lettinga G. Hulshoff W., 1991. UASB-Process Design for Various Types of Wastewaters. Water Science & Technology Vol 24 No 8 pp 87-107. IWA. Department of Environmental Technology, Agricultural University of Wageningen, Bomenweg 2, 6703 HD Wageningen, The Netherlands

Magri, M.E., Suntti, C., Voltolini, C.A., Philippi, L.S (2010). Performance of different macrophyte species in constructed wetlands systems for anaerobic sludgedewatering, experience from Southern Brazil. Proceeding of Conference: 12th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. 4-8.



- Mara, D. ,1976. Sewage Treatment in Hot Climates. John Wiley&Sons. Londres.UK.
- Mara, D.D., Pearson, H.W.,1987. Waste Stabilization Ponds – Design Manual for Mediterranean Europe.
- Marais G.V.R. , 1974. Faecal bacterial kinetics in stabilisation ponds. Journal of the Environmental
- Marais, G.V.R., SHAW, 1961. Rational theory for design of waste stabilisation ponds in South Africa. Trans South African Inst. Civ. Eng., 3,11 205.
- MARN, 2009. Norma salvadoreña para descargas de aguas residuales a un cuerpo receptor. El Salvador.
- MARN, 2010. Programa Nacional para el Manejo Integral de los Desechos Sólidos. El Salvador.
- MARN, 2011. Catastro de Vertidos del río Acelhuate. El Salvador
- MARN, 2011. Informe de calidad de los ríos de El Salvador.
- MARN, 2012. Estrategia Nacional de Medioambiente. El Salvador.
- MARN, 2012. Ley General de Aguas. EL Salvador.
- MARN, 2013. Estrategia Nacional de Saneamiento Ambiental. El Salvador.
- MARN-CEDEX, 2010. Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. España.
- Meron,A. 1965. Quality changes as a function of detention time in wastewater stabilization ponds. J.Wat. Pollot. Control,37.1657.
- Metcalf & Eddy, 2000. Ingeniería de Aguas Residuales.Tratamiento,vertido y reutilización. McGraw-Hill. ISB: 84-481-1607-0.USA.
- Metcalf & Eddy, 2007. Water reuse, issues, technologies, and applications. McGraw-Hill. ISBN-10: 0-07-145926-8.USA.
- Ministerio de Desarrollo Económico de Colombia, 2000. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. Tratamiento de Aguas Residuales. Colombia.
- Ministerio de Economía, 2012. Encuesta Multipropósito de Hogares. El Salvador.
- Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.2010. Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. El Salvador.
- MINSAL (Ministerio de Salud), 2004. Calidad de las aguas superficiales. El Salvador.
- Moshiri, G., 1993. Cosntructed Wetlands for Water Quality Improvement. Lewis Publishers. ISBN: 0-87371-550-0. USA.
- Nielsen,S.(2003).Sludge treatment in wetland systems. Proceedings of Conference: The Useof Aquatic Macrophytes for Wastewater Treatment in ConstructedWetlands (IWA).8-10 May. Dias V and Vymazal J. (Eds.). Lisbon (Portugal).
- Noyola, A; Morgan-Sagastume, JM, Güeca, 2013. Selección de Tecnologías para el Tratamiento de Aguas Residuales Municipales. Instituto Ingeniería UNAM. México.
- O´Hogain, S., 2004.The design of vertical and hybrid subsurface flow constructed wetlands for wastewater treatment. Nuevos Criterios para el Diseño y Operación de Humedales Construidos.

Oakley, S.M., 2005. Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas en Centroamérica. Un Manual de Experiencias, Diseño, Operación y Sostenibilidad. USEPA. USA.

October. Venice (Italy). Soliva, M. y Huerta, O. (2004). Compostaje de lodos resultantes de la depuración de aguas residuales urbanas. Formación de técnicos para el tratamiento y gestión de lodos de depuradora. Valsain. CENEAM/MIMAM. Noviembre, 2004.

Oficina Internacional del Agua, 2001. Guía: Procesos Extensivos de depuración de las Aguas: ISBN: 92-894-1690-4.

Pedescoll A.; Uggetti, E.; Llorens, E.; Granés, F.; García, D.; García, J., 2009. Practical method based on saturated hydraulic conductivity used to assess clogging in subsurface flow constructed wetlands. *Ecological Engineering* 35, 1216–1224.

PROSAB, 2006. Alternativas do usos de residuos do saneamento. ISBN: 978-85-7022-151-3.

PROSAB, 1999. Tratamento de egostos sanitário por processo anaerobio e disposicao controlada no solo. Brasil.

PROSAB, 2003-2006. Post-tratamientos de procesos anaerobios. Brasil.

R.D. 1310/1990 por el que se regula los lodos de depuradora en el sector agrario. España

RAS, 2000. Reglamento Técnico del sector del agua potable y saneamiento básico. Ministerio de desarrollo económico. Colombia.

Reed, S.; Crites, R.; Middlebrooks, E., 1995. *Natural Systems for Waste Management and Treatment*. 2nd Edition. MCGraw-Hill, New York. USA.

Sala, L.; Romero de Tejada, S.; Huguet, A.; Marquès, E., 2001. El proyecto de reutilización de aguas para usos ambientales en la laguna del Cortalet, Empuriabrava. La gestión del agua en los Aiguamolls. España.

Salas, J.J.; Pidre, J.R.; Sánchez, L., 2007. Manual de Tecnologías no Convencionales para la Depuración de Aguas Residuales. Capítulo IV.- Humedales Artificiales. Centro de las Nuevas Tecnologías del Agua. CENTA, Sevilla, 111 p. ISBN: 978-84-61-6885-9.

Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados, 2004. Normas de diseño para el alcantarillado sanitario, alcantarillado pluvial y tratamiento de aguas residuales. Honduras.

Sobrados L., Lasheras A. M., Gómez J., García J. (2012). XXX Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. CEDEX. Tomo I y II. Madrid, 2012

Tanner, C.; Kadlec, R., 2003. Oxygen flux implications of observed nitrogen removal rates in subsurface-flow treatment wetlands. *Wat. Sci. Tech.* 48 (5), pp. 191-198.

Thirimurthi, 1969. Principios de diseño de lagunas de estabilización de aguas residuales, *Revista de la*

Unión Europea. 1991. Directiva 91/271/CEE del Consejo, de 21 de mayo de 1991, sobre el tratamiento de aguas residuales.

Uggetti, E.; Ferrer, I.; Llorens E.; García J. 2010. Sludge treatment wetlands: A review on the state of the art. *Bioresource Technology* 101(9): 2905-2912.

USEPA (United States Environmental Protection Agency), 2000. *Constructed Wetlands Treatment of Municipal Wastewaters*. EPA/625/R-99/010, Cincinnati, OH.



UTPL, 2010. Guía para selección de tecnologías de aguas residuales por métodos naturales. Universidad Técnica Particular de Loja. Ecuador.

Van Haandel, A Lettinga, G., 1994. Tratamiento Anaerobio de Esgotos -Un manual para regiones de clima caliente-. Editorial EPGRAF. Campina Grande (Brasil).

Von Sperling, M, 1999. Performance evaluation and mathematical modelling of coliform die-off in tropical and subtropical waste stabilisation ponds, Water Research 33 (6), 1435-1448.

Vymazal, J., 2008. Wastewater Treatment, Plant Dynamics and Management in Constructed and Natural Wetlands. Springer Science+ Bussines Media B.V. ISBN: 978-1-4020-8234-4.

Vymazal, J.; Kröpfelová, L., 2008. Wastewater Treatment in Constructed Wetlands with Horizontal Sb-SurfaceFlow. Springer Science + Bussines Media B.V. ISBN: 978-1-4020-8579-6.

Wagner. Wolfgang, 2010. Recomendaciones para la elección de plantas de tratamiento de agua residual aptas para Bolivia. Bolivia.

WEF, 1992. Manual of practice, No. 8. Design of municipal wastewater treatment plants, Water Environment Federation, Alexandria, Va.

WEF, 2010. Design of municipal wastewater treatment plants. Water Environment Federation USA.

WHO (World Health Organization), 1987. Wastewater Stabilization Ponds. Principles of Planning and Practice, Geneva, Switzerland.

WHO (World Health Organization), 1989. Health Guidelines for the Use of Wastewater in Agriculture and Aquaculture, Technical Report Series, No. 778, World Health Organization, Geneva, Switzerland.

WPCF, 1990. Operation of municipal wastewater treatment plants, Manual of Practice n° 8.

Yáñez Cossio Fabián, 1993. Manual de Métodos Experimentales. Evaluación de Lagunas de Estabilización”, Lima, Perú; CEPIS, Serie técnica (24).

Nomenclatura y abreviaciones

AP: Lodos Activos mediante Aireación Prolongada

CF: Coliformes Fecales

DAL: Digestión Anaerobia de Lodos

DBO₅: Demanda Bioquímica de Oxígeno a los 5 días

DQO: Demanda Química de Oxígeno

FA: Filtro Anaerobio

FB: Filtro Biológico

FP: Filtro Percolador

H: Factor de Harnon

HSH: Humedal superficial de flujo horizontal

HSSH: Humedal Subsuperficial de Flujo Horizontal

HSSV: Humedal Subsuperficial de flujo Vertical

IS: Infiltración sobre el suelo

Kb₂₀: Constante de decaimiento bacteriano a 20 °C

kb_T: Constante de decaimiento bacteriano a la temperatura de proyecto

LA: Laguna Anaerobia

LAC: Lodos Activos Convencionales (media carga)

LAM: Laguna de aireación mecánica

LF: Laguna Facultativa

LF: Lechos Filtrantes

LM: Laguna de Maduración

MES: Materia en Suspensión

MS: Materia Seca

NMP: Número más probable

N_T: Nitrógeno Total

NTK: Nitrógeno Total Kjendal, que incluye el nitrógeno orgánico y el amoniacal

PLC: Control lógico programable

PR: Pretratamiento

P_T: Fósforo total

PTAR: Planta de tratamiento de aguas residuales

Q_{máximo}: Caudal máximo

Q_{medio}: Caudal medio

Q_{mínimo}: Caudal mínimo

Q_{punta}: Caudal punta

Qr/Q: Recirculación

RAFA: Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente

SBR: Reactores biológicos secuenciales

SP: Sedimentador Primario

SS: Sedimentador Secundario

TI: Tanque Imhoff

TRH: Tiempo de retención hidráulica

U.Log: Unidades logarítmicas

UASB: Upflow Anaerobic Sludge Blanket

UV: Radiación ultravioleta



Anexo I

Precios unitarios de obra civil y equipos utilizados en la estimación de costos de implantación de las líneas de tratamiento seleccionadas

Este listado de precios unitarios se ha elaborado teniendo en cuenta los precios suministrados por el FISDL y los establecidos en proyectos de saneamiento y depuración realizados en la actualidad.

Los equipos de los que no se disponía de información, se han calculado teniendo en cuenta los precios vigentes en España, incluyendo el precio de su transporte a El Salvador.

Hay que señalar los altos precios, en general, de las unidades de obra civil, destacando el

precio de las excavaciones, con el resultado de un encarecimiento excesivo de los costos de implantación, especialmente cuando se trata de tratamientos extensivos.

Al tratarse de un predimensionamiento básico, algunas partidas cuya medición suponía un trabajo desproporcionado para el fin previsto, se han estimado aplicando un porcentaje del costo total. Este es el caso de las tuberías de interconexión de la línea de agua y de lodos, al que se ha aplicado un porcentaje del 23 %, o el de las conducciones eléctricas, al que se ha aplicado un porcentaje del 7,5 %.

		Precio unitario
Acabado y refino de taludes		2,35 USD \$/m ²
Acero en barras corrugadas tipo B 400 S		2,31 USD \$/kg
Bomba dosificadora desinfección		
	Caudal (L/h)	
	Hasta 18	1915,00 USD \$/ud
	36,8	2133,81 USD \$/ud
	73,7	2846,34 USD \$/ud
	214,9	4184,04 USD \$/ud
Bomba equipo filtración-desinfección		
		0,00 USD \$/ud
	5,8	0,00 USD \$/ud
	11,5	0,00 USD \$/ud
	33,5	0,00 USD \$/ud
	67,1	0,00 USD \$/ud
	115,0	0,00 USD \$/ud

BOMBA SUMERGIBLE			Precio unitario
	Caudal (m3/h)	Potencia (kW)	
	1,4	1,2	1811,48 USD \$/ud
	2,1	1,2	1811,48 USD \$/ud
	4,1	1,7	1811,48 USD \$/ud
	2,9	1,2	1811,48 USD \$/ud
	5,8	1,7	2293,00 USD \$/ud
	11,6	1,7	3457,85 USD \$/ud
	15,5	2,3	6558,75 USD \$/ud
	16,8	2,3	6558,75 USD \$/ud
	19,3	2,3	6558,75 USD \$/ud
	25,7	2,8	7047,66 USD \$/ud
	33,5	2,8	7047,66 USD \$/ud
	57,5	3,8	8382,66 USD \$/ud
	64,3	4,8	10309,27 USD \$/ud
	76,7	6,5	17095,96 USD \$/ud
	95,8	6,5	18369,68 USD \$/ud
	115,0	6,5	22084,13 USD \$/ud
	153,3	9,0	22898,86 USD \$/ud
	191,7	9,0	25061,31 USD \$/ud
BRAZO DISTRIBUIDOR FILTRO PERCOLADOR			
	DIÁMETRO (M)	Longitud (m)	
		15,2	51642,31 USD \$/ud
		17,5	56198,19 USD \$/ud
		18,2	57200,11 USD \$/ud
		19,2	59413,83 USD \$/ud
		19,4	59829,36 USD \$/ud
		19,6	60152,45 USD \$/ud
		19,7	60382,78 USD \$/ud
		19,9	60749,85 USD \$/ud
CAMPANA TRANQUILIZADORA AC. INOX			439,45 USD \$/ud
CANAL PARSHALL			
		Habitantes	
		500	2780,65 USD \$/ud
		1000	3334,50 USD \$/ud
		2000	3334,50 USD \$/ud
		5000	3933,68 USD \$/ud
		10000	3933,68 USD \$/ud
		15000	3933,68 USD \$/ud
		20000	4865,10 USD \$/ud



		Precio unitario
CANAL PARSHALL CON MEDIDOR ULTRASÓNICO	habitantes	
	25000	35076,42 USD \$/ud
	30000	35076,42 USD \$/ud
	40000	40866,35 USD \$/ud
	50000	40866,35 USD \$/ud
CARGADERO CON VIGUETA AUTORR, ASIENTOS, EMPARCH.Y MACIZADOS		69,10 USD \$/m
CLORADOR IN SITU		
	Producción hipoclorito (g/h)	
	335	0,00 USD \$/ud
	671	0,00 USD \$/ud
	1150	0,00 USD \$/ud
	1533	0,00 USD \$/ud
	1917	0,00 USD \$/ud
	2300	0,00 USD \$/ud
	3067	0,00 USD \$/ud
	3833	0,00 USD \$/ud
CLORURO SÓDICO (SAL COMÚN)		0,12 USD \$/kg
COMPACTADO TIERRA SIN APORTE		6,35 USD \$/m²
CONTACTORES BIOLÓGICOS ROTATIVOS		
	Habitantes	
	500	53000 USD \$/ud
	1000	88500 USD \$/ud
	2000	156000 USD \$/ud
	5000	268000 USD \$/ud
	10000	432000 USD \$/ud
	15000	589000 USD \$/ud
	20000	776500 USD \$/ud
CONTROLADOR PROGRAMABLE		2500 USD \$/ud
DEPÓSITO ALMACENAMIENTO HIPOCLORITO		
	Capacidad (m³)	
	0,2	493,50 USD \$/ud
	0,4	651,00 USD \$/ud
	0,9	2550,00 USD \$/ud
	1,8	2980,00 USD \$/ud
	3,5	3405,00 USD \$/ud
	10,3	7445,00 USD \$/ud

		Precio unitario
DIFUSORES MEMBRANA		129,2 USD \$/ud
EDIFICIO CONTROL		975,00 USD \$/m²
ENCOF.TABL.AGLOM. MUROS		48,17 USD \$/m²
ENCOFRADO VERTICAL CURVO		58,84 USD \$/m²
ENCOFRADO METALICO EN PILARES CIRCULARES		35,65 USD \$/m²
ESCALERA METÁLICA		1225,66 USD \$/ud
EXC. MECANICA TERRENO DURO		11,55 USD \$/m³
EXC. POZOS TIERRA C.MEDIA, M.MANUAL, PROF.MAX. 4.00M		28,67 USD \$/m³
FILTRO DE ARENA A PRESIÓN		
	Caudal (m3/h)	
	2,9	\$ 6,09 USD \$/ud
	5,8	\$ 12,18 USD \$/ud
	11,5	\$ 24,15 USD \$/ud
	33,5	\$ 70,35 USD \$/ud
	67,1	\$ 140,91 USD \$/ud
GEOTEXTIL DE 240 gr/cm2, COLOCADO EN OBRA		3,24 USD \$/m²
HIPOCLORITO CÁLCICO		0,85 USD \$/kg
HORMIGON HM-20/P/40/I EN CIMIENTOS		224,54 USD \$/m³
HORMIGON HA-30/B/20/IV EN LOSAS		238,03 USD \$/m³
HORMIGON HA-30/B/20/IV EN MUROS		255,37 USD \$/m³
HORMIGON HA-30 EN PILARES		259,34 USD \$/m³
JUNTA DE ESTANQUEIDAD		41,60 USD \$/m
LÁMINA DE PEAD DE 1,5 mm		13,26 USD \$/m²
		450 USD \$/ud

		Precio unitario
MEDIDOR 02 PORTATIL PASARELA EN PERFILES LAMINADOS Y TRAMEX GALVANIZADO		815,75 USD \$/m ²
PRFV COLECTOR BIOGÁS		127,41 USD \$/m ²
PRFV DEFLECTOR		127,41 USD \$/m ²
PRFV ZONA DECANTACIÓN TANQUE IMHOFF		127,41 USD \$/m ²
PUENTE MOVIL DECANTADORES		
	Longitud (m)	
	14,4	77774,09 USD \$/ud
	15,8	82226,49 USD \$/ud
	17,0	85918,53 USD \$/ud
	19,2	92426,86 USD \$/ud
	21,0	97532,43 USD \$/ud
	25,0	108287,62 USD \$/ud
	27,1	113405,23 USD \$/ud
	27,9	115658,44 USD \$/ud
PUENTE VAIVEN DESARENADO-DESENGRASADO AUTOMÁTICO		
Ancho Largo	Ancho canal (m)	
	1,3	18198,58 USD \$/ud
	1,35	20548,44 USD \$/ud
	1,35	24073,36 USD \$/ud
	1,55	29219,52 USD \$/ud
	1,80	34898,58 USD \$/ud
REJA FINOS LIMPIEZA AUTOMÁTICA		
	Ancho canal (m)	
	0,8	88333,16 USD \$/ud
	0,9	95548,98 USD \$/ud
	1,0	98414,37 USD \$/ud
	1,2	115686,30 USD \$/ud
	1,5	123804,35 USD \$/ud
REJA FINOS LIMPIEZA MANUAL		
	Ancho canal	
	0,25	931,73 USD \$/ud
	0,44	1832,92 USD \$/ud
	0,62	2687,45 USD \$/ud

		Precio unitario
REJA GRUESOS LIMPIEZA AUTOMÁTICA		
	Ancho canal (m)	
	0,6	54045,95 USD \$/ud
	0,7	61224,21 USD \$/ud
	0,8	62124,15 USD \$/ud
	0,9	74846,03 USD \$/ud
	1,1	76815,05 USD \$/ud
REJA GRUESOS LIMPIEZA MANUAL		
	Ancho canal (m)	
	0,25	284,81 USD \$/ud
	0,32	387,42 USD \$/ud
	0,48	628,65 USD \$/ud
RELLENO CON ARENA FINA		35 USD \$/m³
RELLENO CON GRAVA FINA		35 USD \$/m³
RELLENO CON GRAVA MEDIA		35 USD \$/m³
RELLENO CON GRAVA GRUESA		35 USD \$/m³
RELLENO PIEDRA DESORDENADO FILTRO		45 USD \$/m³
RELLENO PLÁSTICO DESORDENADO FILTRO		176,2 USD \$/m³
SONDA DE OXÍGENO DISUELTO		3500 USD \$/ud
SOPLANTE DESARENADO-DESENGRASADO AUTOMATICO		
	Caudal aire (Nm³/h)	
	2,6	10179,64 USD \$/ud
	2,8	10179,64 USD \$/ud
	3,0	10179,64 USD \$/ud
	3,6	10329,02 USD \$/ud
	4,0	10329,02 USD \$/ud

		Precio unitario
SOPLANTE REACTOR BIOLÓGICO AIREACIÓN EXTENDIDA		
	Caudal aire (Nm ³ /h)	
	Hasta 15	4015,41 USD \$/ud
	43	4893,75 USD \$/ud
	86	7532,60 USD \$/ud
	144	10554,22 USD \$/ud
	191	12993,25 USD \$/ud
	239	14530,14 USD \$/ud
	286	16285,9 USD \$/ud
	382	19694 USD \$/ud
	478	22851,61 USD \$/ud
SIFON ALIMENTACIÓN HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO VERTICAL		3200 USD \$/ud
SOPORTE PARA RELLENO FILTRO PERCOLADOR		55 USD \$/m ²
TRAMEX GALVANIZADO		197,57 USD \$/m ²
TUBERÍA PARRILLA DIFUSORES		139,25 USD \$/m
VÁLVULA COMPUERTA		
	Diámetro Nominal	
	40	498,97 USD \$/ud
	50	570,45 USD \$/ud
	60	636,39 USD \$/ud
	80	756,29 USD \$/ud
	100	864,64 USD \$/ud
	125	988,51 USD \$/ud
	200	1310,55 USD \$/ud
	250	1498,30 USD \$/ud
	300	1671,51 USD \$/ud

ANEXO II

Bases para la estimación de los costos de explotación y mantenimiento

Estimación de costos de explotación y mantenimiento

I. Costos de personal

- Se adoptan los siguientes costos de personal:
- Sueldo anual de un técnico titulado: 9.000 \$/a
- Sueldo anual de un técnico electromecánico: 8.400 \$/año
- Sueldo anual de un operador: 6.000 \$/año
- Sueldo anual de un vigilante: 3.000 \$/año

Se estima que las cargas sociales suponen un incremento del 20 % sobre los costos salariales, lo que nos da los siguientes costos unitarios:

- Sueldo anual de un técnico titulado: 10.800 \$/año
- Sueldo anual de un técnico electromecánico: 10.080 \$/año
- Sueldo anual de un operador: 7.200 \$/año
- Sueldo anual de un vigilante: 3.600 \$/año

A continuación se adjuntan, en función de las tecnologías de tratamiento y de la población servida, los tiempos de dedicación del personal (técnicos titulados, técnicos electromecánicos, operarios y vigilantes) que se consideran necesarios para la correcta explotación y mantenimiento de las PTAR. Se ha optado por el criterio de no fraccionar en porcentajes el sueldo de los operadores.

Estimación de costos de explotación y mantenimiento

Lechos Bacterianos, RAFA + Lechos Bacterianos, CBR

I.- Costos de personal

Horas de trabajo diarias = 8. Horas de trabajo semanales: 44. Horas de trabajo mensuales: 176

Habitantes	500	1.000	2.000	5.000	10.000	15.000	20.000	25.000	30.000	40.000	50.000
Operador											
Nº operarios	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2
Días/semana	5	5	5	5	7	7	7	7	7	7	7
% sueldo mes	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	2 sueldos completos	2 sueldos completos	2 sueldos completos	2 sueldos completos	2 sueldos completos	2 sueldos completos	2 sueldos completos
Técnico Titulado											
Visitas/semana	0,5	0,5	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Horas/visita	6	6	6	6	6	6	8	8	8	8	8
Horas/mes	12	12	24	24	24	24	32	32	32	32	32



Habitantes	500	1.000	2.000	5.000	10.000	15.000	20.000	25.000	30.000	40.000	50.000
% sueldo mes	7% del sueldo	7% del sueldo	14% del sueldo	14% del sueldo	14% del sueldo	14% del sueldo	18% del sueldo	18% del sueldo	18% del sueldo	18% del sueldo	18% del sueldo
Técnico electromecánico											
Visitas/semana	0,25	0,25	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Horas/visita	6	6	6	6	6	6	8	8	8	8	8
Horas/mes ₂	6	6	12	12	12	12	16	16	16	16	16
% sueldo mes	3,5 % del sueldo	3,5% del sueldo	7% del sueldo	7% del sueldo	7% del sueldo	7% del sueldo	9 % del sueldo	9 % del sueldo	9 % del sueldo	9 % del sueldo	9 % del sueldo
Vigilante				1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo

Estimación de costos de explotación y mantenimiento

Aireaciones Prolongadas

I. Costos de personal

Horas de trabajo diarias = 8 Horas de trabajo semanales: 44. Horas de trabajo mensuales: 176

Habitantes	500	1.000	2.000	5.000	10.000	15.000	20.000	25.000	30.000	40.000	50.000
Operador											
N° operarios	1	1	1	2	2	2	2	2	3	3	3
Días/semana	5	5	5	7	7	7	7	7	7	7	7
% sueldo mes	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	2 sueldos completos	2 sueldos completos	2 sueldos completos	2 sueldos completos	2 sueldos completos	3 sueldos completos	3 sueldos completos	3 sueldos completos
Técnico Titulado											
Visitas/semana	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2
Horas/visita	6	6	8	8	8	8	6	6	6	6	8
Horas/mes	24	24	32	32	32	32	48	48	48	48	64
% sueldo mes	14 % del sueldo	14% del sueldo	18% del sueldo	18% del sueldo	18% del sueldo	18% del sueldo	27% del sueldo	27% del sueldo	27% del sueldo	27% del sueldo	36% del sueldo
Técnico electromecánico											
Visitas/semana	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1	1	1	1	1
Horas/visita	6	6	8	8	8	8	6	6	6	6	8
Horas/mes	12	12	16	16	16	16	24	24	24	24	32
% sueldo mes	7 % del sueldo	7% del sueldo	9% del sueldo	9% del sueldo	9% del sueldo	9% del sueldo	14% del sueldo	14% del sueldo	14% del sueldo	14% del sueldo	18% del sueldo
Vigilante				1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo

Estimación de costos de explotación y mantenimiento

Lagunajes, Humedales Artificiales*

I. Costos de personal

Horas de trabajo diarias = 8 Horas de trabajo semanales: 44. Horas de trabajo mensuales: 176

Habitantes	500	1.000	2.000	5.000	10.000	15.000	20.000	25.000	30.000	40.000	50.000
Operador											
N° operarios	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2
Días/semana	5	5	5	5	5	5	5	5	7	7	7
% sueldo mes	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	2 sueldos completos	2 sueldos completos	2 sueldos completos
Técnico Titulado											
Visitas/semana	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1	1	1	1	1
Horas/visita	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
Horas/mes	12	12	12	12	12	12	24	24	24	24	24
% sueldo mes	7% del sueldo	7% del sueldo	7% del sueldo	7% del sueldo	7% del sueldo	7% del sueldo	14% del sueldo	14% del sueldo	14% del sueldo	14% del sueldo	14% del sueldo
Técnico electromecánico											
Visitas/semana								0,5	0,5	0,5	0,5
Horas/visita								6	6	6	6
Horas/mes								12	12	12	12
% sueldo mes								7% del sueldo	7% del sueldo	7% del sueldo	7% del sueldo
Vigilante				1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo

Estimación de costos de explotación y mantenimiento

2. Costo del desplazamiento del personal hasta la PTAR

Este concepto está incluido en el cálculo de los costos de explotación y mantenimiento.

3. Costo del consumo energético

Se adopta un costo del kWh de 0,25\$

4. Costo medio del transporte de lodos y gestión de los lodos

- Transporte de lodos a vertedero a una distancia de 20 km: 14,2 \$ / TM
- Depósito de lodos en el vertedero: 26,56 \$ / TM



5.- Costos del mantenimiento de la obra civil y de los equipos electromecánicos

El costo del mantenimiento anual de la obra civil se estima en el 0,5 % del importe total de la partida de Obra Civil.

El costo del mantenimiento anual electromecánico se estima en el 4 % del importe total de la partida Equipamiento Electromecánico. A estos costos se añaden:

- Dotación de equipo de protección para operadores: 330 \$/operador.año
- Material de limpieza: 145 \$/PTAR.año
- Implementos de operación y registro de parámetros en campo: 160 \$/PTAR.año

Estimación de costos de explotación y mantenimiento

6.-Costo de productos químicos para desinfección

La desinfección se realiza mediante dosificación de hipoclorito cálcico en plantas de hasta 5.000 habitantes y mediante hipoclorito sódico, generado “in situ” a través de un proceso electrolítico, en plantas superiores a 5.000 habitantes.

Las dosificaciones de hipoclorito, en función de que el efluente depurado se filtre o no previamente, en el apartado 6.3.3.2 del capítulo 6.

Hipoclorito cálcico

El costo del hipoclorito cálcico es de 850 \$/tonelada

Hipoclorito sódico

El hipoclorito sódico se produce “in situ” mediante electrólisis de agua salada y energía eléctrica.

El costo del cloruro sódico (CINa) es de 120 \$/tonelada

El costo de la energía eléctrica es de 0,25\$/kWh

Estimación de costos de explotación y mantenimiento

Costo del seguimiento analítico de las PTAR

Para el seguimiento analítico de las PTAR se aconseja la siguiente frecuencia analítica:

- PTAR $\leq$ 2.000 habitantes: analítica cada dos meses
- PTAR >2000 y $\leq$ 30.000 habitantes: analítica mensual
- PTAR $\geq$ 40.000 habitantes: analítica quincenal

En cada analítica se muestreará la entrada y salida de la EDAR, se tomarán muestras compuestas y se determinarán:

En plantas de hasta 20.000 habitantes: Sólidos en Suspensión, DBO₅, DQO, Coliformes totales, Coliformes fecales, y Aceites y Grasas

En plantas mayores de 20.000 habitantes: Sólidos en Suspensión, DBO₅, DQO, Nt, Pt, Coliformes totales, Coliformes fecales, y Aceites y Grasas

Este seguimiento analítico está orientado al control del funcionamiento de la PTAR, por lo que es más exhaustivo que el determinado por la normativa. Se adopta un costo de un muestro compuesto a la entrada y a la salida de la PTAR de 372 \$ en caso de poblaciones de hasta 20.000 habitantes y de 522 USD\$ (Se estima el costo de los análisis de fósforo total y nitrógeno total a la entrada y la salida de la PTAR, para cada planta en 150 USD\$).



MARN

Ministerio de Medio Ambiente
y Recursos Naturales

Kilometro 5^{1/2} carretera a Santa Tecla, Avenida y Colonia Las Mercedes Edificios MARN,
Instalaciones ISTA, San Salvador, El Salvador Centro América.

Teléfono (503) 21326276

Este documento ha sido elaborado con el apoyo financiero del Fondo de Cooperación para el Agua y Saneamiento, a través de la Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo (AECID). El contenido de la misma es responsabilidad exclusiva del MARN y no refleja, necesariamente, la postura de AECID.



www.marn.gob.sv



mediambiente@marn.gob.sv



[/marn.gob.sv](https://www.facebook.com/marn.gob.sv)



[MARN_Oficial_SV](https://twitter.com/MARN_Oficial_SV)



[MARN](https://www.youtube.com/MARN)