ESTADO PLURINACIONAL DE
BOLIVIA

MINISTERIO DE
MEDIO AMBIENTE Y AGUA

VICEMINISTERIO DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO BÁSICO

Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales

Autoría:

FUNDACIÓN PÚBLICA ANDALUZA
CENTRO DE LAS NUEVAS
TECNOLOGÍAS DEL AGUA (CENTA)
Consejería de Agricultura, Ganadería,
Pesca y Desarrollo Sostenible

Con la colaboración de:

MINISTERIO
DE TRANSPORTES, MOVILIDAD
Y AGENDA URBANA

VICEPRESIDENCIA
TERCERA DEL GOBIERNO

MINISTERIO
PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA
Y EL RETO DEMOGRÁFICO

CEDEX
CENTRO DE ESTUDIOS
Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS

Con el apoyo de:

Cooperación
Española

FCAS Fondo de Cooperación
para Agua y Saneamiento

BID
Banco Interamericano
de Desarrollo

Diagramación y diseño: Financiado a través del Fondo AquaFund,
un fondo del BID apoyado por la AECID, el Gobierno de Suiza y Austria y la Fundación PepsiCo.

El presente trabajo se ha elaborado gracias a la financiación de dos fuentes:

El Fondo de Inversión para América Latina (LAIF), con recursos de la Unión Europea y los apoyos del Banco Interamericano de Desarrollo y del Fondo de Cooperación para Agua y Saneamiento de la Cooperación Española.

AquaFund, un fondo multidonante del BID para agua y saneamiento, apoyado por la AECID, el Ministerio de Finanzas de Austria, la Cooperación Suiza y la Fundación PepsiCo.

Las opiniones expresadas en esta publicación son las de los autores y no reflejan necesariamente las de los financiadores o los países que representan.

Prefacio

Los recursos utilizados para el desarrollo de la Guía proceden de la Facilidad de Inversiones para América Latina (LAIF) de la Unión Europea y del Fondo de Cooperación para Agua y Saneamiento (FCAS) de la Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo (AECID). En el marco de este instrumento de financiamiento, la Unión Europea firmó con la AECID un Acuerdo de Delegación para la ejecución del proyecto regional "Promover la adaptación al cambio climático y la gestión integral de los recursos hídricos en el sector de agua y saneamiento en América Latina en el marco del Fondo de Cooperación para Agua y Saneamiento (FCAS)", el cual establece que las actividades relacionadas con asistencias técnicas serán ejecutadas a través del Banco Interamericano de Desarrollo (BID). El presente documento hace parte de la Cooperación Técnica del Banco Interamericano de Desarrollo RG-T2693 "Desarrollo de Herramientas para la sostenibilidad de Sistemas Rurales de Agua", con el objetivo de apoyar a los municipios e instituciones sectoriales con herramientas para la gestión integral del ciclo de agua.

El Fondo de Cooperación para Agua y Saneamiento (FCAS) es un instrumento de la Cooperación Española dirigido a la promoción de servicios de agua y saneamiento, la participación comunitaria y el fortalecimiento institucional del sector en 18 países de América Latina y el Caribe. Junto con el BID, impulsa en la región una cartera con programas por valor de más de 2.400 millones de dólares, principalmente en zonas rurales y periurbanas. En Bolivia, se ha apoyado programas por un valor de más de 163 MUSD tanto en zonas rurales como urbanas, aportando significativamente al desarrollo del sector de agua y saneamiento en el país a través de cuatro programas. Junto al BID se ha incidido de manera particular en el saneamiento y el tratamiento de las aguas residuales.

Además de la donación de los fondos, se ha brindado un importante asesoramiento técnico a través de instituciones españolas especialistas en la materia, como la Fundación Pública Andaluza Centro de las Nuevas Tecnologías del Agua (CENTA), y el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), ambas han colaborado estrechamente para la elaboración de la presente Guía.

A fin de mitigar los impactos negativos en la población y el medio ambiente causados por el vertido de las aguas residuales sin tratar en los cuerpos de agua, desde el año 2015, el Ministerio de Medio Ambiente y Agua (MMAyA), a través del Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico (VAPSB), está promoviendo diversas acciones para incrementar y mejorar la gestión de las aguas residuales en el país, que se enmarcan en la Estrategia Nacional de Tratamiento de las Aguas Residuales (ENTAR). Durante la elaboración de la ENTAR se identificó la necesidad de disponer de lineamientos técnicos para la selección y diseño de líneas de tratamiento para las plantas a nivel nacional, que incorporen la especificidad de los diferentes segmentos poblacionales y pisos ecológicos presentes en Bolivia y coadyuven a la construcción de proyectos sostenibles y bien conceptualizados para el tratamiento de las aguas residuales.

Bajo esa perspectiva, la presente ***Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales*** ha sido elaborada bajo el liderazgo del VAPSB con el fin de apoyar efectivamente el proceso de gestión de proyectos de tratamiento de las aguas residuales, facilitando su planificación, diseño, ejecución y supervisión de parte de los gobiernos municipales, instituciones, entidades prestadoras de los servicios de agua y saneamiento, empresas y todos los profesionales relacionados con el sector de agua y saneamiento.

Las instituciones y representantes de éstas que participaron en la elaboración de la Guía fueron			
Jaime Condori	AAPS	Theo Lingster	GIZ
David De la Torre	AECID	Grover Rivera Ballesteros	IIS-UMSA
Yasmina Ferrer	AECID	Tito Calvimontes Ordoñez	SAGUAPAC
Gustavo Heredia	AGUATUYA	Wilfredo Iporre Torrico	SeLA
Francisco Gonzalez	BID	Percy Medina Quiroga	SeLA
José Luis Márquez	BID	Juan Antonio Gamón	SENASBA
Cristina Mecerreyes	BID	Freddy Vilca Lovera	SENASBA
Angela Salinas	BID	Juan Carlos Vacaflor D.	SIB
Ignacio del Río	CEDEX	Oscar Suntura	SUMAJ HUASI
María Leal	CEDEX	Freddy Angel Soria Céspedes	UCB
Carlos López	CEDEX	Olga Gutiérrez	UCP-PAAP
Enrique Ortega	CEDEX	Amilkar Ilaya Ayza	UTO
Isabel Martín	CENTA	Carla Argandoña	VAPSB
Juan José Salas	CENTA	Fernando Cárdenas López	VAPSB
Guillermo Solís	CENTA	Rafael Clavel	VAPSB
Sergio Varona Gandulfo	CENTA	Freddy Corazón	VAPSB
Rodrigo López Ramírez	COSAALT	Fabiola Espejo	VAPSB
Rubén Edgar Aillón Miranda	ELAPAS	Hernán Mamani	VAPSB
Roger Ruiz	EMAGUA	Alina Manrriquez	VAPSB
Nancy Vino Santalla	EMAGUA	Christian Michel	VAPSB
María Elena Ramírez Antelo	EMAPAS	Joaquín Ortuño	VAPSB
Gerencia Técnica	EPSAS	Jesinka Pastor	VAPSB
Miguel Rodríguez	FPS	Jannet Tarqui	VAPSB
Zelmy Rojas Prado	GAD COCHABAMBA	Weimar Yugar	VAPSB
Juan Ballón Postigo	GIZ	José Luis Lahore Bernal	VRHR

RESOLUCIÓN MINISTERIAL N° 596

La Paz, 18 de octubre de 2021

VISTOS:

La Nota Interna NI/MMAYA/VASPSB/DGAPAS/UDESGI N° 0287/2021 de 05 de octubre de 2021, el Viceministro de Agua Potable y Saneamiento Básico solicita la aprobación de la Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales y autorización al VAPSB su difusión y socialización y demás documentación; y todo cuanto a ver convino y se tuvo presente.

CONSIDERANDO I:

Que el parágrafo I del Artículo 175 de la Constitución Política del Estado, establece como atribuciones de las Ministras y Ministros, entre otras: *"(…) 2. Proponer y dirigir las políticas gubernamentales en su sector. (…) 3. La gestión de la administración pública en el ramo correspondiente. (…) 4. Dictar normas administrativas en el ámbito de su competencia"*; por su parte el parágrafo II, dispone que las Ministras y Ministros de Estado son responsables de los actos administrativos adoptados en sus respectivas carteras.

Que el numeral 9 del parágrafo II de Artículo 299 de la Constitución Política del Estado establece: *"…II. Las siguientes competencias se ejercerán de forma concurrente por el nivel central del Estado y las entidades territoriales autónomas: (…) 9. Proyectos de agua potable y tratamiento de residuos sólidos…"*

Que el Artículo 3 de la ley N°1178 de 20 de julio de 1990, de Administración y Control Gubernamentales, establece lo siguiente: *"Los sistemas de Administración y de Control se aplicarán en todas las entidades del Sector Público, sin excepción (…)*; por su parte, el inciso a) del artículo 13 de la citada disposición legal, manifiesta que el Control Gubernamental está integrado por el Sistema de Control Interno que comprende *"(…) los instrumentos de control previo y posterior incorporados en el plan de organización y en los reglamentos y manuales de procedimientos de cada entidad(…)"*.

Que el Artículo 14 del Decreto Supremo N° 29894 de 7 de febrero de 2009 de la Estructura Organizativa del órgano Ejecutivo del Estado Plurinacional de Bolivia, establece que son atribuciones de las Ministras y Ministros de Estado: *"(…) 4. Dictar normas administrativas en el ámbito de su competencia. (…) 22. Emitir Resoluciones Ministeriales en el marco de sus competencias"*.

El Decreto Supremo N° 29894 en el Artículo 95 establece: *"…Las atribuciones de la Ministra(o) de Medio Ambiente y Agua, en el marco de las competencias asignadas al nivel central por la Constitución Política del Estado, son las siguientes: (…) d) Formular, ejecutar, evaluar y fiscalizar las políticas y planes de agua potable y saneamiento básico…"*.

El Decreto Supremo N° 29894 en el Artículo 96 establece las atribuciones del Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico refiere: *"…Las atribuciones del Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, en el marco de las competencias asignadas al nivel central por la Constitución Política del Estado, son las siguientes: a) Coadyuvar en la formulación e implementación de políticas, planes y normas para el desarrollo, provisión y mejoramiento de los servicios de agua potable saneamiento básico (alcantarillado sanitario, disposición de excretas, residuos sólidos y drenaje pluvial). b) Promover normas técnicas, disposiciones reglamentarias e instructivos para el buen aprovechamiento y regulación de los servicios de agua potable y saneamiento básico. c) Impulsar y ejecutar políticas, planes, programas y proyectos, así como gestionar financiamiento para la inversión destinados a ampliar la cobertura de los servicios de saneamiento básico en todo el territorio nacional, particularmente en el área rural y en sectores de la población urbana y periurbana de bajos ingresos, coordinando con las instancias correspondientes. d) Difundir y vigilar la aplicación de políticas, planes, proyectos y normas técnicas para el establecimiento y operación de los servicios de agua potable y saneamiento básico…"*

Que el inciso b) del Artículo 100 del Decreto Supremo N° 29894, refiere como atribuciones del Viceministerio de Recursos Hídricos y Riego, lo siguiente: *"(…) Promover normas técnicas, disposiciones reglamentarias e instructivos para el buen aprovechamiento y regulación de los servicios de agua potable y saneamiento básico (…)".*

Que el Informe INF/MMAyA/VAPSB/DGAPAS/UDESGI N° 0169/2021 emitido por el Jefe de la Unidad de Desarrollo Sectorial y Gestión de la Información, sustenta y justifica la necesidad de aprobación de la Actualización de la Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales de la siguiente manera: *"…En el marco del contrato entre el BID y el CENTA (se adjunta fotocopia de TdRs.) se realizó la elaboración de la Guía Técnica; bajo la supervisión de personal técnico del VAPSB en coordinación con el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) de España. En una primera oportunidad la Guía fue aprobada mediante Resolución Ministerial N° 318 de 23 de diciembre de 2020; no obstante, previo al armado y diagramación final de esta versión de la Guía, se observaron que ciertos términos y nomenclatura técnica utilizada en la Guía no son los habitualmente empleados en nuestro medio; adicionalmente se identificaron errores en la escritura de algunas ecuaciones y gráficas, de igual manera ciertas figuras no se encontraban en correspondencia con el contexto de los sub títulos y su calidad no permitían reconocer las variables que se desea analizar. Bajo estas nuevas revisiones, es que se ajusta y corrige la guía en una versión definitiva que es objeto de solicitud de aprobación para la elaboración de la Resolución Ministerial correspondiente…" (sic)*

Que el Informe Legal INF/MMAYA/DGAJ/UGJ N° 0764/2021 de 18 de octubre de 2021 emitido por la Unidad de Gestión Jurídica dependiente de la Dirección General de Asuntos Jurídicos concluye: *"…la solicitud formulada el Jefe de la Unidad de Desarrollo Sectorial y Gestión de la Información, refrendado por el Director General de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario y Aprobado por el Viceministro de Agua Potable y Saneamiento Básico, concerniente a la Actualización de la Guía Técnica para la selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales, se enmarca a las disposiciones normativas aplicables en la materia, por ello es Viable su aprobación, conforme el anexo adjunto referido en el informe Técnico INF/MMAyA/VAPSB/DGAPAS/UDESGI N° 0169/2021…"* (sic), llegando a las siguientes conclusiones y recomendaciones: *"…La Guía será un instrumento de apoyo al proceso de gestión de proyectos de tratamiento de aguas residuales, y está orientado a facilitar su planificación, diseño, evaluación, ejecución y supervisión por parte de los técnicos de los gobiernos municipales, gobiernos departamentales, gobierno central, organizaciones gestoras, operadores y administradores de los servicios de agua potable y saneamiento, institucionales locales de desarrollo, y profesionales especialistas del sector de agua y saneamiento del país en general. // De cara a los desafíos en el marco de la Estrategia Nacional de Tratamiento de Aguas Residuales (ENTAR), la Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales, busca fortalecer las capacidades del sector para mejorar las intervenciones de implementación a nivel nacional, permitiendo la construcción de proyectos sostenibles para el tratamiento de las aguas residuales, adecuadamente conceptualizados y acordes a la realidad del lugar de emplazamiento, considerando las condiciones climatológicas y fisiográficas, así también incrementará la resiliencia al cambio climático a través de la disminución de la contaminación en los cuerpos receptores. // Debido a la nueva revisión de la Guía, previa a su diagramación final, se encontraron ciertas fallas en la utilización de la terminología técnica habitual en nuestro medio; así como también equivocaciones en la nomenclatura de algunas ecuaciones, gráficas y figuras, que obligaron a la corrección de estas observaciones, derivando en una solicitud de elaboración de una nueva Resolución Ministerial que apruebe esta nueva versión de la Guía…"* (sic)

Que los manuales de procesos, procedimientos, reglamentos y guías, deben ser flexibles y adecuados a las circunstancias internas y/o del entorno que los justifiquen, en el marco de las disposiciones legales vigentes en materia de organización administrativa, contribuyendo al logro de los objetivos institucionales.

POR TANTO:

El Ministro de Medio Ambiente y Agua, designado mediante Decreto Presidencial Nº 4389 de 9 de noviembre de 2020, en ejercicio de las facultades establecidas en el Numeral 4,

Parágrafo I del Artículo 175 de la Constitución Política del Estado y el Parágrafo I del Artículo 14 del Decreto Supremo N° 29894 de 7 de febrero de 2009 de Estructura Organizativa del Órgano Ejecutivo del Estado Plurinacional,

RESUELVE:

PRIMERO.- APROBAR el Informe Técnico INF/MMAyA/VAPSB/DGAPAS/UDESGI N° 0169/2021 de 04 de octubre de 2021 emitido por Jefe de Unidad de Desarrollo Sectorial y Gestión de la Información, mediante el cual se sustenta y justifica la necesidad de aprobación de la Actualización de la Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales.

SEGUNDO.- APROBAR la Guía Técnica para la Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales, modificado, ajustado y actualizado, en el marco de la presente Resolución Ministerial, que en Anexo forma parte integrante e indivisible de la misma.

TERCERO.- Se deja sin efecto la Resolución Ministerial N° 318 de 23 de diciembre de 2020 y toda disposición normativa de igual o inferior jerarquía contraria a la presente Resolución.

CUARTO.- El Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, queda encargada de la difusión, aplicación e implementación de la presente Resolución Ministerial.

Regístrese, comuníquese, cúmplase y archívese.

Lic. Juan Santos Cruz
MINISTRO
MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA
ESTADO PLURINACIONAL DE BOLIVIA

HR: 39971
C.c. Arch.
MAML/MAVD/cecr

Presentación de

Juan Santos Cruz

Ministro de Medio Ambiente y Agua

El Estado Plurinacional de Bolivia en el marco de sus atribuciones y en cumplimiento de las leyes que orientan y rigen el aprovechamiento de los Recursos Hídricos, protección de la Madre Tierra, Medio Ambiente y prestación de Servicios de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario; a través del Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, gestiona y desarrolla estrategias, programas y proyectos que permitan alcanzar las metas trazadas en pos de satisfacer las necesidades de la población en armonía con el medio ambiente.

Para alcanzar los fines previstos, se hace necesario la formulación de políticas, normas, reglamentos y guías, que orienten a los actores involucrados en la generación de proyectos a elaborar diseños que respondan a los criterios de viabilidad económica y sostenibilidad operativa, financiera y técnica.

El ámbito del Tratamiento de Aguas Residuales domésticas tiene dificultades que van desde la conceptualización, diseño, evaluación, construcción, operación y mantenimiento; convirtiéndose este tipo de proyectos en los "puntos" críticos para los sistemas de alcantarillado sanitario.

Se espera que la presente Guía pueda contribuir a superar los aspectos adversos señalados y desarrollar proyectos de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales sostenibles que se encuentren en equilibrio con la naturaleza.

Presentación de

Carmelo Valda Duarte

Viceministro de Agua Potable y Saneamiento Básico

Uno de los problemas de contaminación del agua dulce son las descargas de aguas residuales domésticas sin el tratamiento adecuado al medio ambiente. El tratamiento de aguas residuales domésticas merece atención especial porque las mismas pueden ser reutilizadas en diferentes actividades productivas, y pueden reintegrarse como un caudal adicional tanto superficial como recarga de acuíferos.

El Estado Plurinacional de Bolivia a través del Ministerio de Medio Ambiente y Agua en el marco de sus competencias ha desarrollado la **Guía Técnica de Selección y Diseño de Líneas de Tratamiento de Aguas Residuales**, herramienta que apoyará a los profesionales encargados de la delicada tarea de diseñar Plantas de Tratamiento en el dimensionamiento de las unidades depuradoras.

El objetivo de la guía es mejorar las intervenciones en tratamiento de aguas residuales domésticas a nivel nacional, permitiendo la construcción de proyectos sostenibles para el tratamiento de aguas residuales, adecuados a las condiciones climatológicas y fisiográficas locales en un escenario de resiliencia al cambio climático. La presente guía facilitará la toma de decisiones en el tipo de diseño de tratamiento a seleccionar.

Invitamos al uso y aplicación de la presente guía, para reducir la contaminación por vertido de agua residual doméstica no tratada, en bien de nuestra población y cuidado de nuestra Madre Tierra.

Contenido

Prefacio 5

Resolución Ministerial 9

Presentación - Ministro de Medio Ambiente y Agua 13

Presentación - Viceministro de Agua Potable y Saneamiento Básico 15

MÓDULO 0

Capítulo 1 Introducción 31

1.1 Antecedentes y justificación 33

1.2 Objetivos 34

1.3 Enfoque 35

1.4 Metodología 37

1.5 Estructura de la Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales 37

Referencias bibliográficas 41

Capítulo 2 Condicionantes del desarrollo del tratamiento de las aguas residuales en Bolivia 43

2.1 Características del territorio 46

2.1.1 Organización administrativa 46

2.1.2 Demografía 47

2.1.3 Zonas ecológicas y climatología 50

2.1.4 Usos y calidad de las masas de agua 53

2.2 Saneamiento 54

2.2.1 Marco competencial 54

2.2.2 Marco normativo 57

2.2.3 Planificación 60
2.2.4 Gestión 61
2.2.5 El estado actual del saneamiento 62
2.2.6 Gestión de los residuos 72
2.2.7 Gestión de las aguas pluviales 74

Referencias bibliográficas 75

Capítulo 3 La contaminación de las aguas y su tratamiento 77

3.1 La contaminación de las aguas 79

3.2 Los principales contaminantes de las aguas residuales 81

3.3 El tratamiento de las aguas residuales urbanas 85
3.1.1 Mecanismos de eliminación de los contaminantes 86

Referencias bibliográficas 99

MÓDULO 1

Capítulo 4 Información básica para la redacción de proyectos de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) 115

4.1 Normas técnicas existentes 118

4.2 Información de carácter administrativo 119

4.3 Población servida y población horizonte del proyecto 120

4.4 Instalaciones existentes de abastecimiento, alcantarillado y tratamiento de aguas residuales 124

4.5 Gestión de los sistemas de abastecimiento y saneamiento 127

4.6 Condicionantes para la selección del terreno en el que ubicar la PTAR 128

4.7 Condicionantes climáticas y geográficas del área de intervención 131

4.8 La gestión de las aguas de lluvia 132

4.9 Características del agua residual a tratar (caudales y cargas contaminantes), en los distintos horizontes temporales previstos 133
4.9.1 Campañas de aforo y muestreo de las aguas residuales 135
4.9.2 Estimación de los caudales y cargas a tratar en la PTAR 138

4.10 Calidad exigida al efluente tratado 141
4.11 Posible reúso de los efluentes tratados 143
Referencias bibliográficas 146

Capítulo 5 Líneas de tratamiento adoptadas y aspectos considerados en los dimensionamientos básicos 147

5.1 Consideraciones previas 150
5.2 Análisis de los tratamientos a considerar 151
5.2.1 Pretratamiento 152
5.2.2 Tratamientos primarios 152
5.2.3 Tratamientos anaerobios 153
5.2.4 Tratamientos extensivos 156
5.2.5 Tratamientos intensivos 158
5.2.6 Tratamientos de desinfección 161
5.2.7 Tratamiento de lodos 163
5.3 Líneas de tratamiento adoptadas 167
5.3.1 Tratamientos anaerobios 168
5.3.2 Tratamientos extensivos 169
5.3.3 Tratamientos intensivos 172
5.4 Aspectos considerados en cada tratamiento 174
5.4.1 Fundamentos 174
5.4.2 Rendimientos 174
5.4.3 Producción de lodos 175
5.4.4 Generación de biogás 175
5.4.5 Consumo de energía eléctrica 175
5.4.6 Dimensionamiento 175
5.4.7 Líneas de tratamiento 176
5.4.8 Características de las líneas de tratamiento 176
5.5 Dimensionamientos básicos a efectos de comparar tecnologías 179
5.5.1 Bases de partida 179
5.5.2 Consideraciones para las estimaciones de superficie, costos de construcción y de operación y mantenimiento 183
Referencias bibliográficas 192

Capítulo 6 Pozo de gruesos, obra de llegada, pretratamiento, medición de caudal y tratamientos primarios 193

6.1 Pozo de gruesos 196

6.2 Obra de llegada 197

6.2.1 Descripción y fundamentos 197

6.2.2 Criterios de dimensionamiento 198

6.2.3 Operación y mantenimiento 200

6.3 Pretratamiento 200

6.3.1 Desbaste 201

6.3.2 Desarenado 213

6.3.3 Desengrasado 221

6.3.4 Desarenado-desengrasado 224

6.3.5 Características constructivas de las etapas del pretratamiento 226

6.3.6 Operación y mantenimiento de las etapas del pretratamiento 228

6.3.7 Pretratamiento manual ***vs.*** mecanizado 232

6.4 Medición de caudales 233

6.4.1 Medición de caudal en canales abiertos 234

6.4.2 Medidores de caudal en conducciones en carga 236

6.4.3 Operación y mantenimiento 238

6.5 Tratamientos primarios 239

6.5.1 Tanque Sépticos 239

6.5.2 Tanques Imhoff 248

6.5.3 Sedimentación Primaria 258

Referencias bibliográficas 269

MÓDULO 2

Capítulo 7 Tratamientos secundarios 287

7.1 Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) 289

7.1.1 Fundamentos 289

7.1.2 Rendimientos 292

7.1.3 Producción de lodos 293

7.1.4 Generación de biogás 293

7.1.5 Consumo de energía eléctrica 293

7.1.6 Dimensionamiento 293
7.1.7 Línea de tratamiento propuesta 296
7.1.8 Características constructivas 308
7.1.9 Operación y mantenimiento 313
7.1.10 Ventajas e inconvenientes 315
Referencias bibliográficas 316
7.2 Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) 317
7.2.1 Fundamentos 317
7.2.2 Rendimientos 322
7.2.3 Producción de lodos 322
7.2.4 Generación de biogás 323
7.2.5 Consumo de energía eléctrica 324
7.2.6 Dimensionamiento 324
7.2.7 Línea de tratamiento propuesta 334
7.2.8 Características constructivas 346
7.2.9 Operación y mantenimiento 358
7.2.10 Ventajas e inconvenientes 360
Referencias bibliográficas 362
7.3 Lagunas de Estabilización 364
7.3.1 Fundamentos 364
7.3.2 Rendimientos 370
7.3.3 Producción de lodos 375
7.3.4 Consumo de energía eléctrica 376
7.3.5 Dimensionamiento 376
7.3.6 Línea de tratamiento propuesta 388
7.3.7 Características constructivas 403
7.3.8 Operación y mantenimiento 409
7.3.9 Ventajas e inconvenientes 411
Referencias bibliográficas 413
7.4 Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial 415
7.4.1 Fundamentos 415
7.4.2 Rendimientos 419
7.4.3 Producción de lodos 420
7.4.4 Consumo de energía eléctrica 420
7.4.5 Dimensionamiento 420

7.4.6 Líneas de tratamiento propuestas 430
7.4.7 Características constructivas 450
7.4.8 Operación y mantenimiento 457
7.4.9 Ventajas e inconvenientes 458
Referencias bibliográficas 460
7.5 Lombrifiltros 461
7.5.1 Fundamentos 461
7.5.2 Rendimientos 464
7.5.3 Producción de lodos 464
7.5.4 Consumo de energía eléctrica 465
7.5.5 Dimensionamiento 465
7.5.6 Línea de tratamiento propuesta 471
7.5.7 Características constructivas 484
7.5.8 Operación y mantenimiento 492
7.5.9 Ventajas e inconvenientes 493
Referencias bibliográficas 495
7.6 Filtros Percoladores 496
7.6.1 Fundamentos 496
7.6.2 Rendimientos 501
7.6.3 Producción de lodos 503
7.6.4 Consumo de energía eléctrica 503
7.6.5 Dimensionamiento 503
7.6.6 Líneas de tratamiento propuesta 515
7.6.7 Características constructivas 555
7.6.8 Operación y mantenimiento 565
7.6.9 Ventajas e inconvenientes 568
Referencias bibliográficas 569
7.7 Contactores Biológicos Rotativos (CBR) 570
7.7.1 Fundamentos 570
7.7.2 Rendimientos 574
7.7.3 Producción de lodos 574
7.7.4 Consumo de energía eléctrica 575
7.7.5 Dimensionamiento 575
7.7.6 Líneas de tratamiento propuesta 585

7.7.7 Características constructivas 608
7.7.8 Operación y mantenimiento 612
7.7.9 Ventajas e inconvenientes 614

Referencias bibliográficas 615

7.8 Aireación Extendida 617
7.8.1 Fundamentos 617
7.8.2 Rendimientos 620
7.8.3 Producción de lodos 621
7.8.4 Consumo de energía eléctrica 621
7.8.5 Dimensionamiento 621
7.8.6 Línea de tratamiento propuesta 650
7.8.7 Características constructivas 664
7.8.8 Operación y mantenimiento 668
7.8.9 Ventajas e inconvenientes 669

Referencias bibliográficas 670

MÓDULO 3

Capítulo 8 Tratamientos para la eliminación de nutrientes 687

8.1 Nitrificación 690
8.1.1 Oxidación de carbono y nitrificación en una sola etapa 693

8.2 Eliminación de nitrógeno 697
8.2.1 Desnitrificación 697

8.3 Eliminación de fósforo 706
8.3.1 Eliminación biológica de fósforo 706
8.3.2 Eliminación química del fósforo 710

8.4 Eliminación conjunta de nitrógeno y fósforo 712
8.4.1 Proceso A^2/O 713
8.4.2 Reactores SBR 714

Referencias bibliográficas 715

Capítulo 9 Tratamientos de desinfección 717

9.1 Características de las aguas tratadas de las diferentes líneas de tratamiento propuestas, a efectos de su desinfección 721

9.2 Tratamientos de desinfección aplicables a las aguas residuales tratadas 721

9.2.1 Cloración 722

9.2.2 Radiación UV 735

9.2.3 Lagunas de Maduración 751

9.2.4 Humedales Artificiales de Flujo Superficial 755

9.3 Selección de tratamientos para la desinfección de las aguas tratadas 763

9.3.1 Líneas de desinfección propuestas 764

Referencias bibliográficas 772

Capítulo 10 Reúso de las aguas tratadas 775

10.1 Visión general del reúso de las aguas tratadas 777

10.2 Beneficios y riesgos del reúso de las aguas tratadas 780

10.2.1 Riesgos del reúso de las aguas tratadas para la salud 782

10.2.2 Evaluación de riesgos en el reúso de las aguas tratadas 785

10.3 Pautas y normativas sobre el reúso de las aguas tratadas 786

10.3.1 Panorámica general 786

10.4 Estado del reúso de las aguas tratadas en Bolivia y en países limítrofes 797

10.4.1 La situación del reúso de aguas tratadas en Bolivia 797

10.4.2 El reúso de aguas tratadas en Brasil 801

10.4.3 El reúso de aguas tratadas en Chile 801

10.4.4 El reúso de aguas tratadas en Paraguay 802

10.4.5 El reúso de aguas tratadas en Perú 803

10.4.6 El reúso de las aguas tratadas en México 804

10.5 Tecnologías de regeneración 804

10.5.1 Tratamientos fisicoquímicos 805

10.5.2 Filtración 810

10.5.3 Tamices 816

10.5.4 Membranas 818

10.6 Esquema básico de un sistema de reúso 819

Referencias bibliográficas 821

Capítulo 11 Tratamiento de lodos 825

11.1 Producción y características de los lodos 828

11.2 Tecnologías de tratamiento 830

11.2.1 Espesamiento de lodos 832

11.2.2 Estabilización de lodos 842

11.2.3 Acondicionamiento de los lodos 857

11.2.4 Deshidratación de lodos 861

11.3 Líneas de tratamiento de lodos propuestas para los dimensionamientos básicos 900

Referencias Bibliográficas 908

Capítulo 12 Criterios de selección de las líneas de tratamiento 911

12.1 Elementos de los problemas de decisión 915

12.2 Metodología multicriterio aplicada a la selección de tratamientos de las aguas residuales 918

12.2.1 Conocimiento técnico 920

12.2.2 Estudios previos 921

12.2.3 Criterios de selección 921

12.3 Los criterios limitantes 948

12.4 La ponderación de los criterios de selección 950

12.5 La valoración de cada alternativa respecto a cada criterio de selección 951

12.6 La matriz de decisión 952

12.7 La selección final 954

Referencias bibliográficas 955

ANEXOS

Anexo 1 Detalles constructivos 971

Anexo 2 Cuadro de precios 989

Anexo 3 Glosario de términos 995

Anexo 4 Glosario de unidades 1047

ESTADO PLURINACIONAL DE
BOLIVIA

MINISTERIO DE
MEDIO AMBIENTE Y AGUA | VICEMINISTERIO DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO BÁSICO

Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales

Módulo 0

Contenido

Capítulo 1 Introducción

Capítulo 2 Condicionantes del desarrollo del tratamiento de las aguas residuales en Bolivia

Capítulo 3 La contaminación de las aguas y su tratamiento

Autoría:

FUNDACIÓN PÚBLICA ANDALUZA
CENTRO DE LAS NUEVAS
TECNOLOGÍAS DEL AGUA (CENTA)
Consejería de Agricultura, Ganadería,
Pesca y Desarrollo Sostenible

Con la colaboración de:

MINISTERIO
DE TRANSPORTES, MOVILIDAD
Y AGENDA URBANA

VICEPRESIDENCIA
TERCERA DEL GOBIERNO

MINISTERIO
PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA
Y EL RETO DEMOGRÁFICO

CEDEX
CENTRO DE ESTUDIOS
Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS

Con el apoyo de:

Cooperación
Española

FCAS Fondo de Cooperación
para Agua y Saneamiento

BID
Banco Interamericano
de Desarrollo

Diagramación y diseño: Financiado a través del Fondo AquaFund,
un fondo del BID apoyado por la AECID, el Gobierno de Suiza y Austria y la Fundación PepsiCo.

Capítulo 1

Introducción

Capítulo 1

Introducción

1.1 Antecedentes y justificación

En Bolivia, la cobertura media de saneamiento se sitúa en el 62% alcanzando al 69,4% en el área urbana y al 44,8% en el área rural *(VAPSB, 2019)*.

En lo referente al número de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) construidas en el país, de acuerdo con los datos del Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales *(MMAyA, 2017),* este número se eleva a 219 instalaciones, de las cuales tan sólo 106 (el 50,7%) presentan un estado *"bueno"* o *"regular"* y dan servicio a un total de 3.006.656 habitantes (el 26,6% de la población nacional).

La contaminación de los recursos hídricos, a causa de los desechos humanos sin tratar, es uno de los problemas más complejos a los que se enfrenta la gestión de estos recursos, por el elevado costo y el grado de dificultad tecnológica que supone el tratamiento de las aguas residuales para el cumplimiento de la normativa en vigor en Bolivia (Ley 1333 del Medio Ambiente y Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica), que regula el vertido de aguas residuales en cursos de aguas naturales y suelo.

El Gobierno del Estado Plurinacional de Bolivia, en el marco de la Agenda Patriótica 2025 y de los compromisos adquiridos para dar cumplimiento a los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS, 2016), ha desarrollado la Estrategia Nacional de Tratamiento de Aguas Residuales (ENTAR), dentro de la cual se contempla la necesidad de elaborar una Guía Nacional, que permita la construcción de proyectos sostenibles para el tratamiento de las aguas residuales, que deben estar bien conceptualizados y adecuarse a la realidad del lugar de

construcción, principalmente en lo relacionado con sus condiciones climatológicas y fisiográficas.

Con el objeto de apoyar efectivamente el proceso de gestión de proyectos y, de esta manera, facilitar su planificación, diseño, ejecución y supervisión para los gobiernos municipales, organizaciones gestoras y administradoras de los servicios de agua y saneamiento, instituciones locales de desarrollo, empresas consultoras, constructoras y profesionales del sector en general, nace la presente ***Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales***.

1.2 Objetivos

El objetivo general de esta guía se centra en disponer de un instrumento técnico que oriente la concepción y diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales a nivel nacional, de manera que se puedan seleccionar las líneas de tratamiento más adecuadas y eficaces en las distintas condiciones geográficas y climáticas de Bolivia, y que coadyuve a la reducción de la contaminación de los cuerpos receptores.

A este objetivo general se unen los siguientes objetivos específicos:

- Proponer una caracterización de las aguas residuales domésticas para cada zona ecológica y segmento poblacional del país.
- Establecer recomendaciones de carácter técnico que ayuden a la redacción de los proyectos de PTAR, tanto en lo relativo a la información básica necesaria, como a los datos de partida y aspectos de diseño y construcción de las distintas tecnologías de tratamiento, de acuerdo a las distintas zonas ecológicas.
- Identificar las líneas de tratamiento más adecuadas en cada zona ecológica.
- Recoger los aspectos constructivos más relevantes de las diferentes soluciones de tratamiento de aplicación en el territorio boliviano.
- Definir las principales labores de operación y mantenimiento de estas soluciones.

- Realizar la estimación de la superficie necesaria para la construcción de las distintas alternativas de tratamiento, así como la estimación de sus costos de construcción, operación y mantenimiento, por zona ecológica y tamaño poblacional servido.

- Establecer la metodología base para la selección de la línea de tratamiento más adecuada en cada situación concreta.

1.3 Enfoque

El territorio boliviano se dispone en distintas altitudes sobre el nivel del mar, lo que hace que sus características ambientales sean diferentes, distinguiéndose tres ecosistemas, o zonas ecológicas, principales: el Altiplano, los Valles y los Llanos.

Esta circunstancia justifica que la elaboración de la guía se enfoque en función de esta diversidad de características ambientales, en especial de la temperatura reinante en cada una de las zonas ecológicas del país, dado que el comportamiento de las distintas tecnologías de tratamiento se ve altamente influenciado por este parámetro.

En lo referente al rango de aplicación de la guía, este se ha fijado en el ámbito de los 1.000 a 50.000 habitantes. El valor inferior de este rango se justifica porque las pequeñas poblaciones presentan una problemática específica para el tratamiento de las aguas residuales que en ellas se generan.

El saneamiento de las aguas residuales urbanas es más complejo y costoso cuanto menor es el tamaño de la población servida.

Las aguas residuales procedentes de las pequeñas poblaciones presentan características propias, que difieren notablemente de las que proceden de los núcleos de población de tamaño mediano/grande, debido a su diferente grado de desarrollo económico y social y a su condición de tamaño reducido, que las hace muy sensibles a cualquier alteración en las condiciones del sistema, pudiendo presentar importantes variaciones de caudal y carga contaminante en la entrada a la planta de tratamiento, tanto a lo largo del día como entre unos días y otros a lo largo del año.

Por debajo de los 1.000 habitantes estas variaciones de caudal y carga se amplifican, por lo que se hacen imprescindibles las campañas previas de aforo

y muestreo cuando se realice una intervención de saneamiento en este rango poblacional.

En materia de saneamiento, las pequeñas poblaciones precisan actuaciones que compatibilicen las condiciones exigidas a los efluentes depurados con técnicas de funcionamiento sencillas y con costes de explotación y mantenimiento que puedan ser realmente asumidos.

Deben primarse pues las instalaciones de tratamiento que *(EPA 1977)*:

- Requieran un mínimo de mantenimiento.
- Mantengan un funcionamiento eficaz ante un amplio rango de caudal y carga.
- Presenten un gasto mínimo de energía.
- Simplifiquen y abaraten la gestión de los lodos generados en los procesos de depuración.
- Causen el mínimo deterioro de la calidad de los efluentes tratados frente a posibles fallos de equipos y procesos.
- Presenten una máxima integración en el medioambiental.

Los tratamientos que se apliquen para el tratamiento de las aguas residuales deberán cumplir con la normativa boliviana de vertidos y sus etapas de: diseño, construcción y operación y mantenimiento, deben ser abordadas con la misma rigurosidad con la que se realicen estas etapas en las poblaciones de mayor tamaño.

La selección del valor superior del rango de aplicación viene motivada por el hecho de que por encima de los 50.000 habitantes tan sólo se encuentran 23 de los 339 municipios bolivianos, que en su mayoría cuentan ya con PTAR, o están en vía de disponer en breve de este servicio.

1.4 Metodología

En la elaboración de la guía se ha seguido un método participativo, al objeto de asegurar la colaboración del personal técnico boliviano (gestores, proyectistas, operadores investigadores, expertos, etc.), con conocimientos en la materia.

Para dar cumplimiento a este requerimiento, el MMAyA constituyó inicialmente los siguientes Grupos de Trabajo: Grupo de Tecnologías, Grupo de Costos de Construcción, Grupo de Operación y Mantenimiento, Grupo de Aspectos Sociales y Grupo de Suministro de Información, en los que han participado, de forma activa, tanto personal propio, como técnicos de otras administraciones, EPSA, universidades, etc.

Igualmente, en las tres misiones llevadas a cabo en Bolivia por la empresa consultora, a lo largo del período de elaboración de la guía, se ha visitado un buen número de PTAR y se han organizado talleres con los profesionales locales, en los que se han debatido los diferentes contenidos de este documento.

1.5 Estructura de la Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales

La guía se estructura en 12 Capítulos, en los que se abordan los siguientes aspectos:

Capítulo 1.- Introducción.

Se describen los antecedentes que justifican la redacción de la guía y se analizan sus objetivos, enfoque, metodología y estructura.

Capítulo 2.- Condicionantes del desarrollo del tratamiento de las aguas residuales en Bolivia.

Se analizan las características del territorio boliviano (organización administrativa, demografía, zonas ecológicas, climatología y usos y calidades de las masas de aguas) y se aborda el saneamiento, tanto desde el punto de vista institucional (marco competencial, planificación, normativa y gestión), como del de su situación actual, detallándose las tecnologías de tratamiento que se

emplean en las distintas zonas ecológicas y rangos poblacionales, junto con los diagramas de flujo que se usan para la aplicación de las mismas.

Capítulo 3.- La contaminación de las aguas y su tratamiento.

Se analizan los principales contaminantes presentes en las aguas residuales urbanas, se presentan sus concentraciones habituales en este tipo de vertidos y se describen los principales mecanismos para lograr su eliminación.

Capítulo 4.- Información básica para la redacción de proyectos de plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR).

Se detalla la información básica a recopilar como paso previo, e imprescindible, para la redacción de un proyecto de PTAR, al objeto de garantizar que las instalaciones a implementar se adecúan convenientemente a las condiciones reales del entorno y a las características de las aguas a tratar.

Capítulo 5.- Líneas de tratamiento adoptadas y aspectos considerados en los dimensionamientos básicos.

Se justifica la selección de las líneas de tratamiento, que se desarrollan posteriormente en el Capítulo 7, y se presentan las bases de partida que se emplearán para la elaboración de los dimensionamientos básicos de estas líneas. Estos dimensionamientos se utilizan posteriormente para la estimación de los requisitos de superficie, costos de construcción, operación y mantenimiento de las líneas de tratamiento propuestas.

Capítulo 6.- Pozo de gruesos, obra de llegada, pretratamiento, medición de caudal y tratamientos primarios.

Se abordan las primeras etapas por las que pasan las aguas residuales urbanas a su ingreso en las PTAR (pozo de gruesos, obra de llegada, desbaste, desarenado y desengrasado). Posteriormente, se introducen los tratamientos primarios, representados en esta guía por los Tanques Sépticos, los Tanques Imhoff y los Sedimentadores Primarios.

Para todos los elementos del pretratamiento, y para los tratamientos primarios, se abordan sus fundamentos, diseño, principales características constructivas, residuos que generan y sus labores de operación y mantenimiento.

En el capítulo también se analiza la medición de los caudales de las aguas residuales que ingresan en las PTAR, tanto en canales abiertos, como en conductos cerrados.

Capítulo 7.- Tratamientos secundarios.

Se analizan los distintos tratamientos seleccionados: Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA), Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), Lagunas de Estabilización, Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, Lombrifiltros, Filtros Percoladores, Contactores Biológicos Rotativos (CBR) y Aireación Extendida, para el tratamiento de las aguas residuales urbanas.

Para todos estos tratamientos se describen sus fundamentos y características principales, se analizan los métodos de diseño, se detallan sus características constructivas, sus labores de operación y mantenimiento y se presentan los resultados del dimensionamiento básico llevado a cabo sobre la línea de tratamiento seleccionada, que permite la estimación de los requisitos de superficie, los costos de construcción, operación y mantenimiento.

Capítulo 8. Tratamientos para la eliminación de nutrientes.

Se presentan los distintos tratamientos disponibles para la eliminación de nitrógeno y fósforo, planteándose cuatro posibles escenarios, en función de las características del cuerpo receptor de las aguas tratadas en una PTAR, o de la posible reutilización directa de estas aguas: i) tan sólo es necesario nitrificar; ii) se precisa la eliminación de nitrógeno; iii) se precisa la eliminación de fósforo, y iv) se precisa la eliminación conjunta de nitrógeno y fósforo.

Capítulo 9.- Tratamientos de desinfección.

Como tecnologías de tratamiento para la desinfección de las aguas tratadas en las PTAR se analizan la Cloración, la Radiación Ultravioleta y el empleo de Lagunas de Maduración y de Humedales Artificiales de Flujo Superficial.

Para todas ellas se describen sus fundamentos y métodos de diseño, se analizan sus características y se presentan los resultados del dimensionamiento básico llevado a cabo, que permite la estimación de sus requisitos de superficie, sus costos de construcción, operación y mantenimiento.

Capítulo 10.- Reúso de las aguas tratadas.

Se aborda el reúso directo de las aguas residuales tratadas, pasando revista a la situación mundial de esta fuente alternativa del recurso agua, a sus principales beneficios y sus posibles riesgos, a las principales guías y normativas existentes a nivel mundial sobre el reúso de las aguas tratadas, a la situación actual del reúso de las aguas tratadas en Bolivia y en países limítrofes, así como a las principales tecnologías de regeneración, que permiten el reúso las aguas residuales tratadas.

Capítulo 11.- Tratamientos de lodos.

En este capítulo se abordan el espesamiento de los lodos, su estabilización vía aerobia y anaerobia y su deshidratación, haciendo uso de equipos mecánicos, Lechos de Secado y de Humedales Artificiales.

Para todos estos tratamientos se describen sus fundamentos y métodos de diseño y, en el caso de los Lechos de Secado, se presentan los resultados del dimensionamiento básico llevado a cabo, que permite la estimación de sus requisitos de superficie y de sus costos de construcción en las diferentes líneas de tratamiento. Para la realización de estos dimensionamientos básicos se ha cuantificado la cantidad de lodos que se genera en cada una de las líneas de tratamiento seleccionadas, para las distintas zonas ecológicas y rangos de población analizados.

Capítulo 12.- Criterios de selección de las líneas de tratamiento.

En el último capítulo de la guía se definen los criterios y se desarrolla la metodología, que haciendo uso toda la información presentada en los anteriores capítulos, permite facilitar la toma de decisiones a la hora de seleccionar la línea de tratamiento que mejor se adapta para la depuración de las aguas residuales generadas en cada caso concreto.

ANEXOS:

ANEXO I.- Detalles constructivos.

Para las diferentes líneas de tratamiento propuestas se adjunta un plano básico, con sus principales detalles constructivos.

ANEXO II.- Cuadro de precios.

Se anexa un cuadro con los precios unitarios empleados para la estimación de los costos de construcción, operación y mantenimiento de las diferentes líneas de tratamiento.

ANEXO III.- Glosario de términos.

Se incluye un glosario de los términos técnicos empleados en la redacción de la guía.

ANEXO IV.- Glosario de unidades.

Se incluye un glosario de las unidades empleadas en la redacción de la guía.

Referencias bibliográficas

EPA (1977). Response to Congress on Use of Decentralized Wastewater Treatment Systems, EPA 832-R-97-001b, Environmental Protection Agency Office of Wastewater Management, Washington, DC.

MMAyA (2017). Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales, Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, Ministerio de Medio Ambiente y Agua.

VAPSB (2019). Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico. Ministerio del Medio Ambiente y Agua del documento. "Ministerio de Medio Ambiente y Agua".

Capítulo 2

Condicionantes del desarrollo del tratamiento de las aguas residuales en Bolivia

Capítulo 2

Condicionantes del desarrollo del tratamiento de las aguas residuales en Bolivia

En este capítulo se analizan los condicionantes relacionados con el desarrollo del tratamiento de las aguas residuales urbanas en Bolivia. En primer lugar, se exponen las características del territorio, analizándose su organización administrativa, demografía, zonas ecológicas, su climatología y los usos y calidades de las masas de aguas.

Posteriormente se aborda el tema del saneamiento, describiéndose, inicialmente, los marcos competenciales, de planificación y normativo. Se analiza a continuación la gestión de las aguas residuales urbanas y el estado actual del tratamiento de estos vertidos, detallándose las tecnologías de tratamiento que se emplean en las distintas zonas ecológicas y rangos poblacionales, junto con los diagramas de flujo que se usan para la aplicación de las mismas.

Finalmente se analiza la gestión a nivel nacional de los residuos sólidos (por la necesidad de gestionar convenientemente los diferentes subproductos que se generan en las instalaciones de tratamiento de las aguas residuales) y la gestión de las aguas pluviales (por su influencia en el saneamiento).

2.1 Características del territorio

2.1.1 Organización administrativa

El Estado Plurinacional de Bolivia ocupa una extensión total de 1.098.581 km^2 y se estructura, política y administrativamente, en nueve departamentos, 112 provincias, 339 municipios y 1.384 cantones. En la Figura 2.1 puede apreciarse la ubicación de estos departamentos en la geografía boliviana, mientras que la Tabla 2.1 muestra la superficie que ocupan, indicándose cuál es su capital *(IGM CNPV-INE, 2001)*.

Figura 2.1. Distribución geográfica de los departamentos bolivianos.

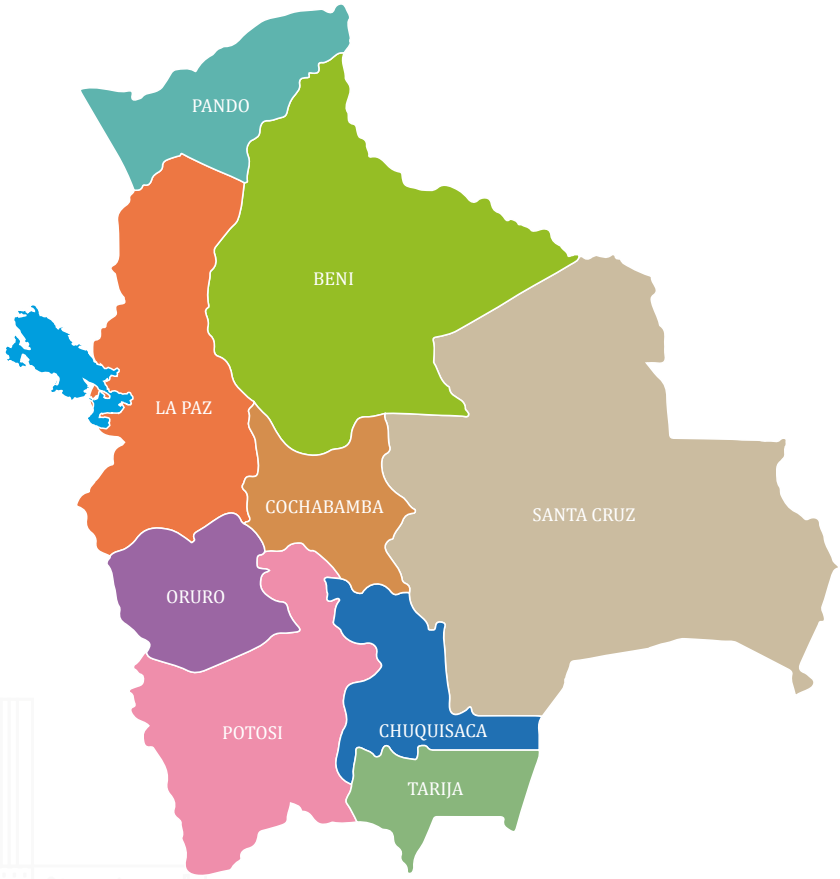


Tabla 2.1. División departamental de Bolivia.

Departamento	Superficie (km^2)	Capital
Beni	213.564	Trinidad
Cochabamba	55.631	Cochabamba
Chuquisaca	51.524	Sucre
La Paz	133.985	La Paz
Oruro	53.588	Oruro
Pando	63.827	Cobija
Potosí	118.218	Potosí
Santa Cruz	370.621	Santa Cruz de la Sierra
Tarija	37.623	Tarija

2.1.2 Demografía

De acuerdo al Censo Nacional de Población y Vivienda (CNPV), realizado en el año 2012, el Estado Plurinacional de Bolivia contaba con una población de 10.059.856 habitantes, de los cuales 6.788.962 (67%) habitaban en el área urbana y 3.270.894 (33%) en la rural, habiéndose registrado un crecimiento poblacional intercensal del 1,7% con relación al censo de 2001.

La población de Bolivia en 2019 se elevaba a 11.469.896 habitantes, lo que supone un crecimiento de 1.410.040 habitantes desde la fecha del último censo realizado. Esta población, estimada por el MMAyA, se distribuía por tamaño y ámbito (rural/urbano) conforme a la Tabla 2.2, y por departamentos de acuerdo con la Tabla 2.3 *(elaboración propia a partir de datos del VASPSB y MMAyA).*

Tabla 2.2. Distribución de la población por ESA, al 2019 (En número de habitantes).

Ámbito	Rango poblacional	Habitantes
Pequeñas comunidades	Rural	3.471.550
Urbana	hasta 10.000	683.249
Urbana	mayores a 10.000	7.315.097
Total		**11.469.896**

FUENTE: Estimaciones del Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, en base a la proyección de población del INE (Revisión 2014).

Para el año 2020 la población boliviana se estima en 11.633.371 habitantes *(INE, 2014).*

Tabla 2.3 Distribución de la población por departamento y ESA (Enfoque Sectorial Amplio), al 2019.

DEPARTAMENTO				TOTAL
	Rural (habitantes	hasta 10.000	mayores a 10.000	
Beni	119.999	44.526	309.732	474.257
Chuquisaca	310.960	42.301	278.347	631.608
Cochabamba	598.561	150.934	1.250.438	1.999.933
La Paz	944.014	111.511	1.849.471	2.904.996
Oruro	185.943	22.477	336.188	544.608
Pando	62.087	15.409	71.718	149.214
Potosí	513.301	50.954	330.211	894.466
Santa Cruz	552.077	228.895	2.516.511	3.297.483
Tarija	184.608	16.242	372.481	573.331
TOTAL	3.471.550	683.249	7.315.097	11.469.896

FUENTE: Estimaciones del Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, en base a la proyección de población del INE (Revisión 2014).

La Tabla 2.4 muestra la distribución de las comunidades bolivianas por rangos poblacionales.

Tabla 2.4 Número de comunidades y habitantes según rango de población, al 2019 (En número de habitantes y número de comunidades).

Rango de Población	Nro Comunidades	Población
0 - 500	17.952	2.352.029
501 - 1.000	929	624.333
1.001 - 2.000	296	399.027
2.001 - 5.000	125	397.453
5.001 - 10.000	57	381.957
10.001 - 25.000	26	405.077
25.001 - 50.000	14	480.314
50.001 - 100.000	6	419.304
100.001 - 250.000	8	1.304.851
> 250.000	6	4.705.551
TOTALES	19.419	11.469.896

Fuente: Estimaciones del Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, en base a la proyección de población del INE (Revisión 2014).

A la vista de estos datos, se puede concluir que la presente guía será de aplicación para la mayoría de las comunidades bolivianas.

Por último, en relación con la distribución de la población en el rango de aplicación de la guía en las diferentes zonas ecológicas (Tabla 2.5), puede establecerse que esta distribución es ligeramente variable, concentrándose en los Llanos el 40%

de la población total, mientras que en los Valles y el Altiplano lo hace el 33 y el 27% respectivamente (elaboración propia a partir de datos de VAPSB, MMAyA).

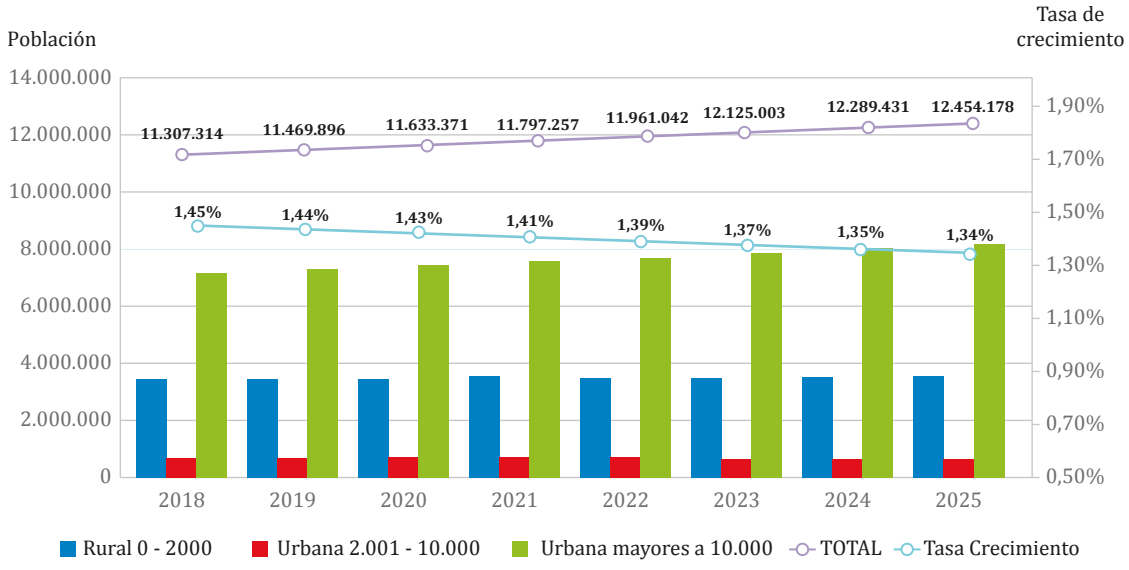
Tabla 2.5 Número de comunidades y habitantes, según rango de población y piso ecológico, al 2019 (En número de habitantes y número de comunidades).

Rango de Población	Altiplano		Valles		Llanos		TOTAL	
	Nro Comunidades	Población	Nro Comunidades	Población	Nro Comunidades	Población	Nro Comunidades	Población
0 - 500	6.352	897.450	5.187	704.846	6.413	749.733	17.952	2.352.029
501 - 1.000	370	250.211	229	152.617	330	221.505	929	624.333
1.001 - 2.000	84	109.874	74	102.924	138	186.229	296	399.027
2.001 - 5.000	28	83.469	30	102.350	67	211.634	125	397.453
5.001 - 10.000	11	69.124	15	101.340	31	211.493	57	381.957
10.001 - 25.000	5	83.874	5	79.079	16	242.124	26	405.077
25.001 - 50.000	3	95.953	2	83.292	9	301.069	14	480.314
50.001 - 100.000	1	70.452	2	117.859	3	230.993	6	419.304
100.001 - 250.000	1	200.177	3	551.859	4	552.815	8	1.304.851
> 250.000	2	1.229.510	3	1.782.948	1	1.693.093	6	4.705.551
TOTAL	6.857	3.090.094	5.550	3.779.114	7.012	4.600.688	19.419	11.469.896

FUENTE: Estimaciones del Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, en base a la proyección de población del INE (Revisión 2014).

La Figura 2.2 muestra la estimación de la evolución anual de la población rural y urbana en el periodo 2018-2025 *(VAPSB, MMAYA)*.

Figura 2.2. Evolución de la población rural y urbana al año horizonte 2025.



Como se puede observar el crecimiento más importante, en torno al 2%, se producirá en las ciudades más habitadas, lo que supone la contribución más significativa al crecimiento total de la población boliviana. En cambio, en el área rural se producirá un crecimiento de población en torno al 0,3% interanual durante el mismo periodo de tiempo. En cuanto a la población urbana ubicada en ciudades de mediano tamaño, las tasas de crecimiento interanual fluctúan desde valores positivos superiores al 2%, hasta valores negativos de igual valor absoluto.

2.1.3 Zonas ecológicas y climatología

El territorio boliviano se dispone en distintas altitudes sobre el nivel del mar, lo que hace que sus características ambientales sean diferentes. Así, se habla de zonas ecológicas entendiéndose como tales los diferentes ecosistemas que pueden encontrarse en el país y que son los siguientes:

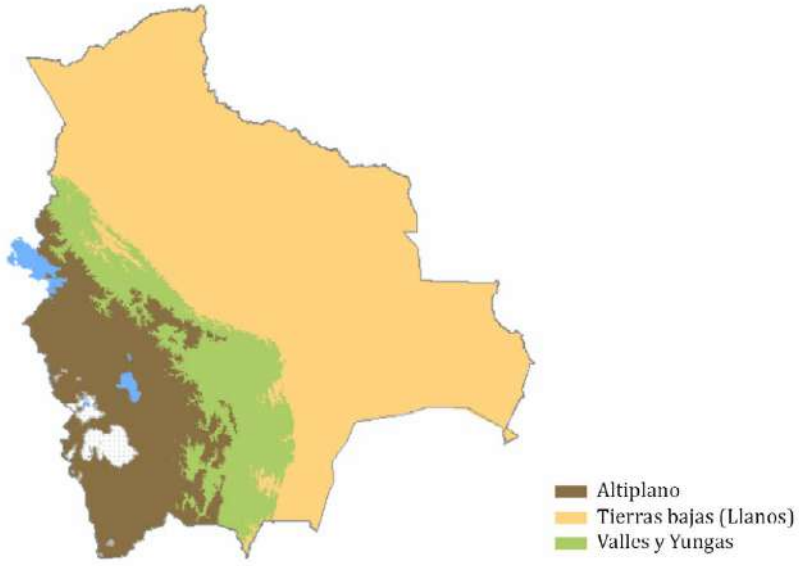
- **El Altiplano:** abarca un 28% del territorio nacional, con alturas casi constantes de más de 3.600 m.s.n.m. y con doce cimas de más de 6.000 m. Su extensión es de 307.000 km2 y en ella se distinguen: la Cordillera Occidental o Volcánica, la Cordillera Oriental y la Meseta Altiplánica. En esta zona se encuentran los departamentos de La Paz, Oruro y Potosí.

- **Los Valles:** esta zona comprende los valles que se sitúan a una altitud de 500 a 3.600 m.s.n.m. y que constituyen áreas agrícolas por excelencia, así como la exuberante región subtropical de Los Yungas, con fértiles valles. En esta zona encontramos los departamentos de Cochabamba, Chuquisaca, Tarija y parte del departamento de Santa Cruz.

- **Los Llanos:** es la zona de tierras bajas a una altitud entre los 100 y los 500 m.s.n.m., que cubren cerca del 60% del territorio boliviano. Está constituida por extensos pastizales, sabanas, bosques húmedos y semihúmedos de maderas preciosas y numerosos ríos navegables, largos y caudalosos. Comprende las últimas estribaciones de la Cordillera Andina sobre los departamentos de La Paz, Cochabamba, Santa Cruz y, más hacia el norte, los departamentos de Beni y Pando.

La Figura 2.3 muestra la ubicación en el territorio de estas tres zonas ecológicas.

Figura 2.3. Ubicación de las zonas ecológicas.



En lo referente a climatología de estas zonas ecológicas, la Tabla 2.6 recoge los valores medios de las temperaturas máximas, mínimas y medias, junto a los de la precipitación anual media. Se nuestra también el gradiente altitudinal *(MMAyA, 2011)*.

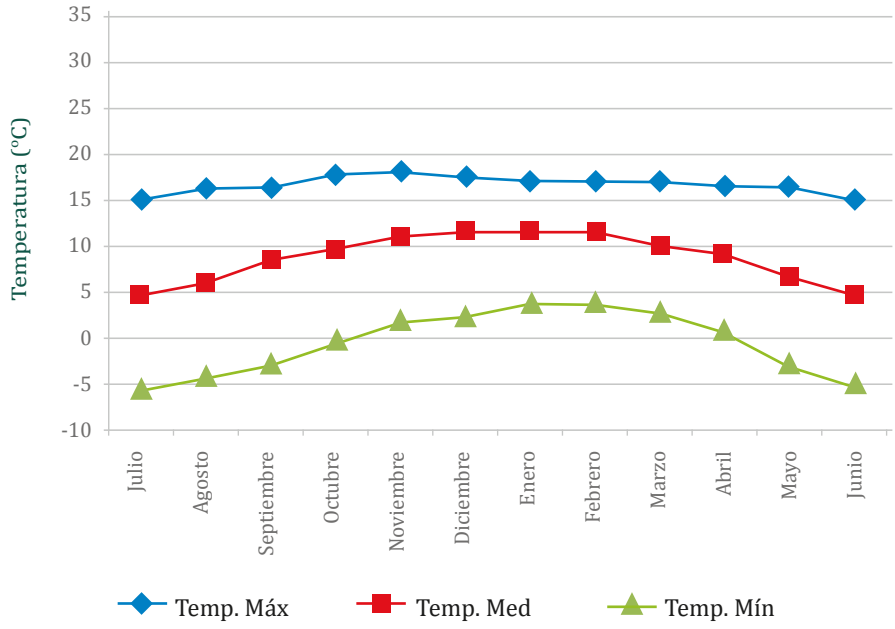
Tabla 2.6. Características climatológicas de las zonas ecológicas.

Zonas ecológicas	Gradiente altitudinal (m.s.n.m.)	Temperatura			Precipitación media (mm/a)
		Mínima (°C)	Media (°C)	Máxima (°C)	
Altiplano	3.600 - 4.000	-5,6	8,5	18,1	385
Valles	500 - 3.600	2,5	18,6	26,5	857
Llanos	100 - 500	14,5	25,5	31,2	1.456

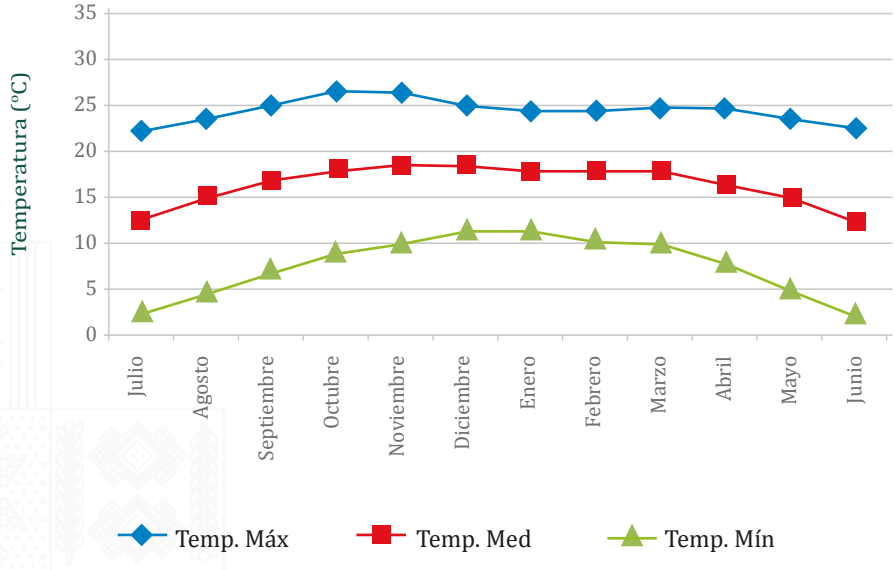
Por último, la Figura 2.4 refleja la evolución anual de las temperaturas máximas, mínimas y medias para las diferentes zonas ecológicas *(Senamhi, Bolivia)*.

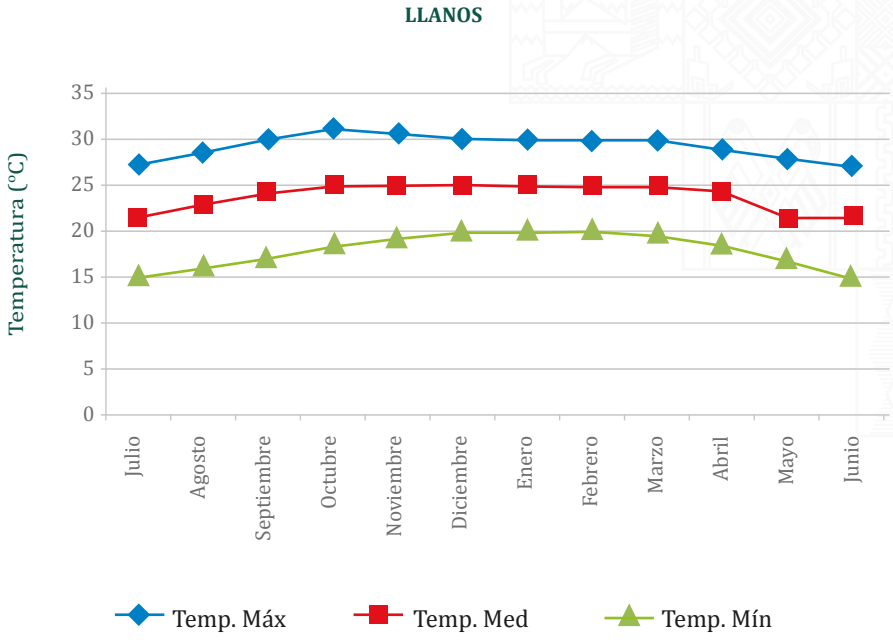
Figura 2.4. Evolución anual de las temperaturas en las diferentes zonas ecológicas.

ALTIPLANO



VALLES





2.1.4 Usos y calidad de las masas de agua

Según datos de 2008, la extracción hídrica a nivel nacional alcanzó los 2.088 millones de metros cúbicos, destinándose el 92% de esta cantidad al sector agrícola, el 6% al sector urbano y el 2% restante al sector industrial *(AQUASTAT, 2015)*.

De acuerdo con el Informe Calidad de Agua *(VRHR, 2017)*, en gran parte de los cuerpos de aguas bolivianos se detecta una buena calidad hídrica en las zonas altas, mientras que en las zonas medias y bajas esta calidad se deteriora notablemente, como consecuencia de los vertidos de aguas residuales urbanas e industriales sin tratar y de las actividades mineras y agropecuarias.

La actividad minera, la industrial y la ciudadana (en las urbes que no cuentan con tratamiento de sus vertidos), originan la contaminación de los principales cursos de agua, que luego son utilizados aguas abajo, principalmente en actividades agrícolas. En estos cursos la carga contaminante es extremadamente grande y los valores de materia orgánica están por encima de 100 mg/L *(Foro Consultivo Científico y Tecnológico, AC., 2012)*.

La minería genera un drenaje de aguas ácidas con metales pesados, que da lugar a una contaminación difusa, difícil de controlar en los sistemas hídricos superficiales y subterráneos.

En los cursos de agua mayores de la vertiente amazónica, el deterioro de la calidad de las aguas se manifiesta por la elevada concentración de sedimentos, originados por los procesos de erosión laminar y movimiento de masas en las cuencas altas, así como por los altos niveles de concentración de sustancias utilizadas en la explotación aurífera.

La misma situación se presenta en los ríos de la vertiente de La Plata, donde la contaminación por la actividad minera se debe, predominantemente, a explotaciones de estaño, zinc y plomo *(Foro Consultivo Científico y Tecnológico, AC., 2012)*.

2.2 Saneamiento

2.2.1 Marco competencial

La Tabla 2.7 recoge las instituciones del Estado con competencias en el sector del saneamiento *(MMAyA, 2012)*. En ella se especifican:

- El nivel de gobierno en las que se encuadran las instituciones (central, departamental, municipal, autonomía indígena y comunal).
- El nombre de la institución junto a su acrónimo.
- Las competencias de la institución.
- La normativa en la que se articulan estas competencias.

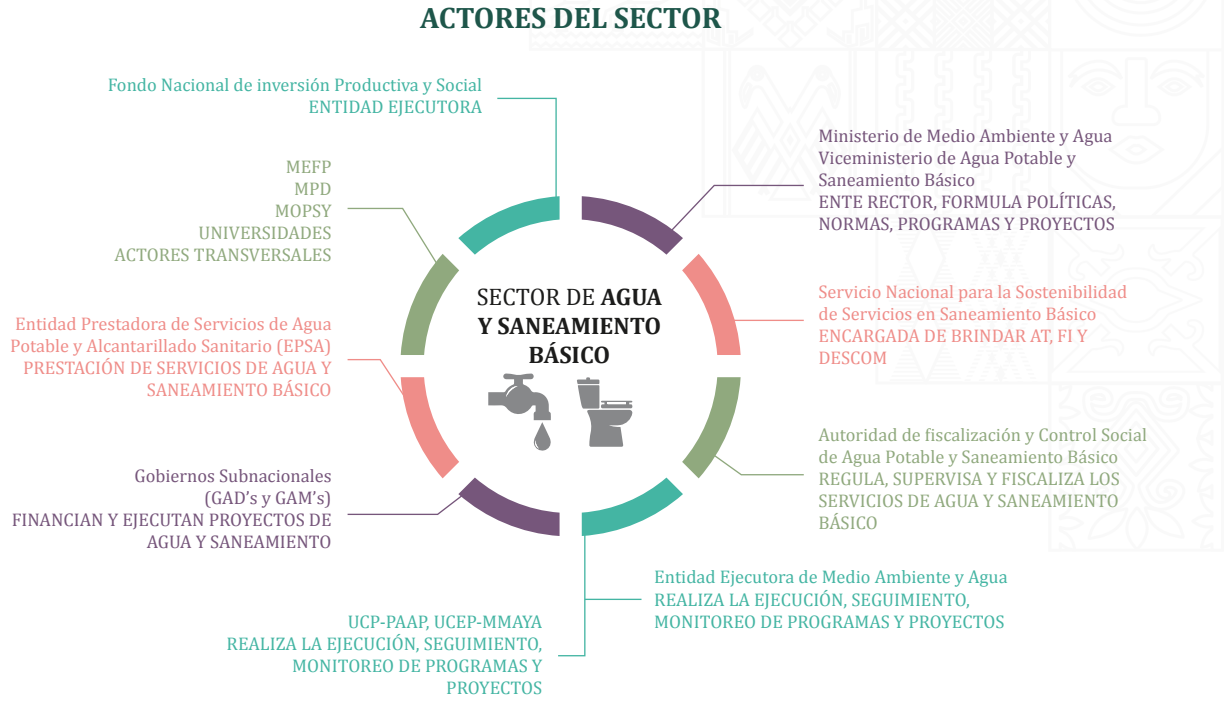
Tabla 2.7. Instituciones con competencias en materia de saneamiento.

Nivel de gobierno	Institución	Competencias	Normativa
Nivel central (saneamiento)	Ministerio de Medio Ambiente y Agua **(MMAyA)**	Formular, ejecutar, evaluar y fiscalizar las políticas y planes de agua potable y saneamiento básico. Elaborar, financiar y ejecutar subsidiariamente proyectos de agua potable y alcantarillado, de manera concurrente con los otros niveles autonómicos, en el marco de las políticas de servicios básicos.	DS 29894 Ley 031
	Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico **(VAPSB)**	Coadyuvar en la formulación e construcción de políticas, planes y normas para el desarrollo, provisión y mejoramiento de los servicios de agua potable y saneamiento básico. Promover normas técnicas, disposiciones reglamentarias e instructivas para el buen aprovechamiento y regulación de los servicios de agua potable y saneamiento básico.	DS 29894
	Autoridad de Fiscalización y Control Social en Agua Potable y Saneamiento **(AAPS)**	Regular las actividades que realicen las personas naturales, jurídicas, privadas y operadores de servicios de agua potable y saneamiento (comunitarios, públicos, mixtos y cooperativas), en el uso del recurso hídrico y la provisión de los servicios de agua para consumo humano y saneamiento.	DS 0071
Nivel departamental	Gobiernos autónomos departamentales	Elaborar, financiar y ejecutar subsidiariamente planes y proyectos de agua potable y alcantarillado de manera concurrente y coordinada con el nivel central del Estado, los gobiernos municipales e indígena originario campesinos que correspondan, pudiendo delegar su operación y mantenimiento a los operadores correspondientes, una vez concluidas las obras. Toda intervención del gobierno departamental debe coordinarse con el municipio o autonomía indígena originaria campesina beneficiaria. Coadyuvar con el nivel central del Estado en la asistencia técnica y planificación sobre los servicios básicos de agua potable y alcantarillado.	Ley 031

Nivel municipal	Gobiernos autónomos municipales	Asegurar la provisión de Servicios de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario, a través de una EPSA concesionada por la Superintendencia de Saneamiento Básico (actualmente denominada AAPS conforme D.S. No 071 que crea las Autoridades de Fiscalización y Control Social en los Sectores Regulados) conforme a la presente Ley o en forma directa cuando corresponda, en concordancia con las facultades otorgadas por Ley a los Municipios, en lo referente a la competencia municipal por los Servicios de Agua Potable y alcantarillado Sanitario.	Ley 2066
		Ejecutar programas y proyectos de los servicios de agua potable y alcantarillado, conforme a la Constitución Política del Estado, en el marco del régimen hídrico y de sus servicios, y las políticas establecidas por el nivel central del Estado. Elaborar, financiar y ejecutar proyectos de agua potable en el marco de sus competencias, y cuando corresponda de manera concurrente y coordinada con el nivel central del Estado y los otros niveles autonómicos; así como coadyuvar en la asistencia técnica y planificación. Concluidos los proyectos podrán ser transferidos al operador del servicio. Proveer los servicios de agua potable y alcantarillado a través de entidades públicas, cooperativas, comunitarias o mixtas sin fines de lucro, conforme a la Constitución Política del Estado y en el marco de las políticas establecidas en el nivel central del Estado.	Ley 031

La Figura 2.5 muestra, de forma gráfica, los distintos actores involucrados en el sector del agua y saneamiento básico y sus compentencias en la materia *(ENTAR, 2019)*.

Figura 2.5. Actores del sector del agua en Bolivia y competencias.



2.2.2 Marco normativo

Se recogen, a continuación, las principales normativas bolivianas relacionadas con el saneamiento.

Ley Nº 1333 de 27 de abril de 1992 del Medio Ambiente

Tiene por objeto la protección y conservación del medio ambiente y los recursos naturales, regulando las acciones del hombre con relación a la naturaleza y promoviendo el desarrollo sostenible con la finalidad de mejorar la calidad de vida de la población.

Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica (RMCH)

Esta disposición legal reglamenta la Ley de Medio Ambiente 1333, de 27 de abril de 1992, en lo referente a la prevención y control de la contaminación hídrica, en el marco del desarrollo sustentable. En este reglamento se especifican:

- La clasificación de los cuerpos de aguas.

- Las atribuciones y competencias de las distintas instituciones.

- Los procedimientos técnico-administrativos de: la inspección y vigilancia; los servicios municipales y cooperativas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado; las descargas de efluentes en cuerpos de aguas y de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado.

- El monitoreo, evaluación, prevención y protección de la calidad hídrica: de la prevención y control de la contaminación y conservación de la calidad hídrica; de los sistemas de tratamiento; de la conservación de las aguas subterráneas; del reúso de aguas; de la contaminación de cuencas de curso sucesivo y de las infracciones y sanciones administrativas.

En este reglamento se especifican los límites de calidad de los cuerpos receptores (Anexo A-1) y los límites permisibles para las descargas líquidas (Anexo A.2).

Con relación a las descargas a la red de alcantarillado el reglamento especifica que: "*las descargas de aguas residuales crudas o tratadas a los colectores de alcantarillado sanitario serán aceptables si, a juicio del correspondiente Servicio de Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado (EPSA), no interfieran los procesos de tratamiento de la planta ni perjudiquen a los colectores sanitarios, delegando a las mismas EPSA el establecer los procedimientos legales, técnicos y administrativos, para la disposición de aguas residuales provenientes de las industrias a los sistemas de alcantarillado sanitario*".

Respecto al reúso de aguas, este reglamento en su Capítulo V, Art. 67, establece que: *el reúso de aguas residuales crudas o tratadas por terceros, será autorizado por el Prefecto (actualmente Gobernador), cuando el interesado demuestre que estas aguas satisfacen las condiciones de calidad establecidas en Cuadro Nº 1 Anexo A- del presente Reglamento.* Estas condiciones de calidad se especifican en el apartado 4.11 de la presente guía.

En lo referente a los lodos, el reglamento en su Capítulo V, Art. 68, establece que: "*los fangos o lodos producidos en las plantas de tratamiento de aguas residuales que hayan sido secados en lagunas de evaporación, lechos de secado o por medios mecánicos, serán analizados y en caso de que satisfagan lo establecido para el uso agrícola, deberán ser estabilizados antes de su uso o disposición final, todo bajo control de la Prefectura (actualmente Gobernación).*

Guía para la Elaboración de Procedimientos Técnicos y Administrativos para Descargas de Efluentes Industriales, Especiales y Lodos al Alcantarillado Sanitario (2015)

Esta guía se desarrolló para ayudar a las EPSA en la elaboración de sus propios Procedimientos Técnicos y Administrativos (PTA) y para que pudiesen ejercer un control sistematizado sobre las descargas industriales, especiales y lodos al alcantarillado sanitario, planta de tratamiento, o en puntos autorizados para dicho efecto.

La guía está orientada a la difusión y aplicación de conceptos técnicos, criterios de cálculo y procedimientos administrativos específicos, para que toda EPSA a nivel nacional pueda elaborar sus propios procedimientos técnicos y administrativos para las Descargas Industriales, Especiales y Lodos al Alcantarillado Sanitario (DIELAS).

El documento pretende servir de referencia para que el contenido de cada PTA sea al menos el mínimo exigible, tanto a las industrias como a las entidades generadoras de descargas especiales o lodos. Sin embargo, es factible que cada EPSA pueda realizar ajustes, o mejoras de la misma, con relación a su entorno y condiciones de prestación del servicio.

Ley Nº 2066, de 11 de abril de 2000 de Prestación y Utilización de Servicios de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario

Esta ley, que define los roles institucionales del sector y crea la Superintendencia de Servicios Básicos (reemplazada en el Decreto Supremo 0071 de abril de 2009 por la Autoridad de Fiscalización y Control Social de Agua Potable y Saneamiento Básico), establece las normas que regulan la prestación y utilización de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario y el marco institucional que los rige, el procedimiento para otorgar concesiones, licencias y registros para la prestación de los servicios, los derechos y obligaciones de los prestadores y usuarios, el establecimiento de los principios para fijar los precios, tarifas, tasas y cuotas, así como la determinación de infracciones y sanciones.

2.2.3 Planificación

Estrategia Nacional de Tratamiento de Aguas Residuales (ENTAR)

La Estrategia Nacional de Tratamiento de Aguas Residuales (ENTAR) es un instrumento de política pública del país, que orienta las acciones necesarias para alcanzar una gestión sostenible de las aguas residuales y lodos, en los centros urbanos de Bolivia hacia el año 2030.

Para ello, la ENTAR define las acciones estratégicas que permitan normar, articular, definir, planificar e implementar medidas con miras a la universalización del acceso al tratamiento de aguas residuales y lodos y la gestión sostenible del servicio, en beneficio de la población y el medio ambiente.

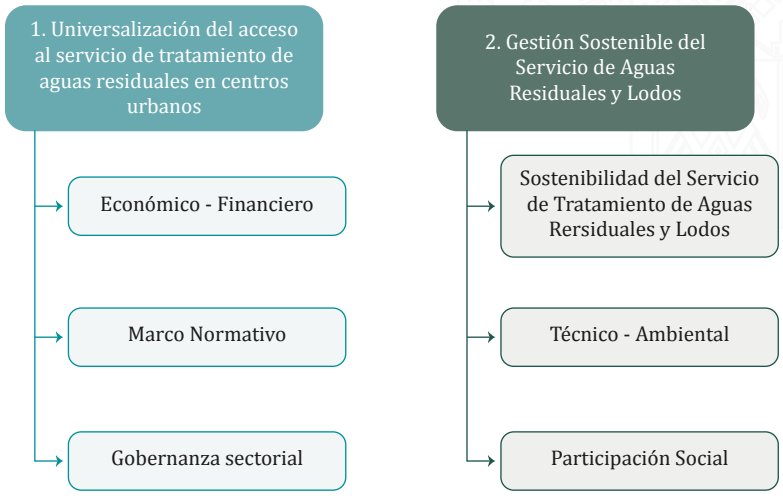
Bajo la perspectiva de planificación, la ENTAR se ha formulado sobre las bases fundamentales de la Constitución Política del Estado Plurinacional de Bolivia, el Plan de Desarrollo Económico y Social (PDES), la Agenda Patriótica 2025, el Plan Sectorial de Desarrollo de Saneamiento Básico y los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS).

La misión de la ENTAR se orienta a normar, articular, definir, planificar e implementar las medidas necesarias en la gestión de las aguas residuales y lodos, contribuyendo a mejorar la calidad de vida de la población boliviana, con criterios de calidad, cantidad, sostenibilidad, ética y transparencia.

La visión de la ENTAR se enfoca en lograr la gestión sostenible y resiliente de las aguas residuales, con innovación tecnológica, participación social y respeto a la Madre Tierra. Esta visión expresa la imagen que se quiere alcanzar en el periodo 2020-2030, no siendo simplemente un conjunto o suma de objetivos, sino una contribución en la que han participado los actores principales del Proceso de Planificación de la Estrategia, a través del planteamiento de ideas o de soluciones a la problemática actual.

La ENTAR se construye sobre dos pilares fundamentales, dentro de los cuales y para facilitar el proceso de planificación, se han definido ejes que contribuyen a cimentar los pilares definidos (Figura 2.6) *(ENTAR, 2019)*.

Figura 2.6. Pilares y ejes de la ENTAR.



2.2.4 Gestión

En Bolivia los servicios de agua potable y alcantarillado sanitario son prestados por las EPSA, entidades legalmente reconocidas y registradas por la Autoridad de Fiscalización y Control Social de Agua Potable y Saneamiento Básico (AAPS) y que tienen personalidad jurídica propia.

La finalidad última de las EPSA es garantizar la calidad, cantidad y continuidad de los servicios que reciben los usuarios finales, es decir, los ciudadanos. Las formas jurídicas en las que se presentan son varias, pudiendo estar constituidas como:

- Una empresa pública municipal.
- Una cooperativa de servicios públicos sin fines de lucro.
- Una empresa pública estatal.
- Comités de agua, pequeños sistemas urbanos independientes, juntas vecinales y cualquier otra organización, que cuente con una estructura jurídica EPSA reconocida por la ley y pueblos indígenas y originarios, comunidades indígenas y campesinas, asociaciones, organizaciones y sindicatos campesinos.

A título de ejemplo, en Cochabamba los servicios son operados por una EPSA municipal, mientras que en Santa Cruz la operadora principal es SAGUAPAC, una cooperativa.

Las funciones de la AAPS se orientan a: promover e implementar las políticas de control, supervisión y fiscalización del sector de agua potable y saneamiento básico; otorgar licencias de prestación de servicios de agua potable y saneamiento básico; emitir normas técnicas relacionadas con la regulación de los operadores y los derechos y obligaciones de los usuarios de los servicios; regular la gestión sustentable de los recursos hídricos para el consumo humano; regular a los prestadores del servicio en lo referente a planes de operación, mantenimiento, expansión, fortalecimiento del servicio, precios, tarifas y cuotas; resolver las controversias y conflictos que afecten al uso de recursos hídricos para consumo humano y a los servicios de agua potable y saneamiento básico y proteger los derechos de usuarios de los servicios de agua potable o saneamiento básico.

La AAPS publica anualmente información sobre el desempeño de las empresas prestadoras de Servicio de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario (EPSA) conforme el modelo de seguimiento regulatorio, el informe de "indicadores de Desempeño" refleja los resultados técnicos económicos, financieros en la prestación de los servicios de agua potable y alcantarillado sanitario.

2.2.5 El estado actual del saneamiento

La Tabla 2.8 recoge los indicadores de cobertura de saneamiento por departamento en el año 2019.

Tabla 2.8. Indicadores de la cobertura de saneamiento por departamentos.

Departamento	Porcentaje de cobertura (%)		
	Total	Urbano	Rural
Chuquisaca	64,2	97,1	30,4
La Paz	75,7	92,9	39,9
Cochabamba	62,3	69,0	46,7
Oruro	50,1	67,4	16,8
Potosí	50,0	87,4	22,2
Tarija	82,4	90,8	64,7
Santa Cruz	54,6	51,0	72,8
Beni	39,9	28,4	74,0
Pando	50,7	30,8	78,7
NACIONAL	**62,0**	**69,4**	**44,8**

Fuente: Estimado por el Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico (VAPSB), en base al reporte de nuevas conexiones y población nueva beneficiada de los proyectos ejecutados por el MMAyA, FPS, EPSAS, AEV, ONG y población proyectada por el INE.

Se observa que:

- El grado de cobertura del saneamiento en Bolivia oscila entre el 82,4% del departamento de Tarija y el 39,9% del departamento de Beni, con un porcentaje de cobertura a nivel nacional del 62,0%.

- En la mayor parte de los departamentos el nivel de cobertura del saneamiento en el ámbito urbano es superior al del rural, con la excepción de los departamentos de Santa Cruz, Beni y Pando.

- A nivel nacional los porcentajes de cobertura en los ámbitos urbano y rural se sitúan en el 69,4% y el 44,8%, respectivamente.

En lo referente al número de PTAR construidas en el país, de acuerdo con los datos del Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales *(MMAyA, 2017)*, este número se eleva a 219 instalaciones de tratamiento, que se reparten por departamentos de acuerdo a la Tabla 2.9.

Tabla 2.9. Distribución departamental de las PTAR en Bolivia.

Departamento	Nº de PTAR
Beni	6
Cochabamba	45
Chuquisaca	24
La Paz	45
Oruro	13
Pando	1
Potosí	30
Santa Cruz	40
Tarija	15

Atendiendo al reparto de las PTAR existentes por zonas ecológicas, 97 de estas instalaciones se ubican en los Valles, lo que supone el 44,3% del total. Los Llanos cuentan con un total de 66 PTAR (el 30,1%) y, por último, en el Altiplano se localizan 56 instalaciones (el 25,6%).

Del total de plantas de tratamiento existentes, y según los datos del propio inventario, tan sólo 106 (el 50,7%) presentan un estado *"bueno"* o *"regular"*, dando servicio a un total de 3.006.656 habitantes (el 26,6% de la población total del país). La distribución de estas PTAR por departamentos se muestra en la Tabla 2.10.

Tabla 2.10. Población servida por departamentos por las PTAR que presentan un estado bueno o regular.

Departamento	Nº de PTAR	Población servida (habitantes)	Departamento	Nº de PTAR	Población servida (habitantes)
Beni	3	72.882	Pando[1]	1	-
Cochabamba	28	520.638	Potosí	11	17.992
Chuquisaca	6	270.348	Santa Cruz	30	970.428
La Paz	10	692.741	Tarija	11	223.608
Oruro	6	238.019	**Total general**	**106**	**3.006.656**

[1]No se cuantifica la población servida por la única PTAR de Pando, Cobija, ya que la misma nunca entró en funcionamiento.

A partir de la información recopilada en la Base Consolidada, que ha servido de base para la redacción del Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales *(MMAyA, 2017)*, se ha analizado la distribución de las plantas de tratamiento en las distintas zonas ecológicas y rangos poblacionales del país. Para ello, se han considerado tanto las PTAR que presentan un estado bueno o regular, como aquellas que se encuentran actualmente en construcción.

El análisis recoge también la clasificación de las PTAR de acuerdo a la tecnología de tratamiento que aplican, mostrando los diagramas de flujo que se emplean, que se ordenan según su frecuencia. En concreto, las tecnologías de tratamiento que se han analizado son las que se desarrollan en el Capítulo 7 de la presente guía.

ZONA ECOLÓGICA: ALTIPLANO

Lagunas de Estabilización

Número de PTAR: 11

Reparto por rango poblacional:

Población (habitantes)	Número de instalaciones	Porcentaje respecto al total (%)
<1.000	1	9,1
1.000 - 2.000	4	36,4
2.000 - 5.000	2	18,2
5.000 - 10.000	1	9,1
> 100.000	1	9,1
Sin datos de la población servida	2	18,1

Diagramas de flujo implantados:

Pretratamiento + Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas + Lagunas de Maduración (2)[1]
Pretratamiento + Tanque Séptico + Lagunas Facultativas (2)
Lagunas Facultativas Primarias + Lagunas de Maduración (2)
Pretratamiento + Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas + Filtros Percoladores + Lagunas de Maduración (1)
Tanque Imhoff + Lagunas Facultativas + Lagunas de Maduración (1)
Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas (1)
Lagunas Facultativas Primarias (1)
Lagunas de Oxidación[2] (1)

[1]El número entre paréntesis muestra la cantidad de PTAR que operan con este diagrama de flujo.
[2]Se ha respetado la denominación de las tecnologías de tratamiento que aparece en el inventario 2017.

Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA)

Número de PTAR: 7

Reparto por rango poblacional:

Población (habitantes)	Número de instalaciones	Porcentaje respecto al total (%)
< 1.000	2	28,6
1.000 - 2.000	4	57,1
2.000 - 5.000	1	14,3

Diagramas de flujo implantados:

Pretratamiento + Tanque Séptico + FAFA (3)
Pretratamiento + Tanque Séptico + FAFA + Lagunas de Maduración (1)
Pretratamiento + Tanque Imhoff + FAFA (1)
Pretratamiento + FAFA + Humedales Artificiales (1)
Tanque Séptico + FAFA (1)

Humedales Artificiales

Número de PTAR: 1

Reparto por rango poblacional:

Población (habitantes)	Número de instalaciones	Porcentaje respecto al total (%)
2.000 - 5.000	1	100

Diagramas de flujo implantados:

Pretratamiento + Lagunas Anaerobias + Humedales Artificiales (1)

ZONA ECOLOGICA: LOS VALLES

Lagunas de Estabilización

Número de PTAR: 13

Reparto por rango poblacional:

Población (habitantes)	Número de instalaciones	Porcentaje respecto al total (%)
< 1.000	3	21,4
1.000 - 2.000	2	14,3
2.000 - 5.000	2	21,4
5.000 - 10.000	2	14,3
10.000 - 50.000	1	7,1
> 100.000	2	14,3
Sin datos de la población servida	1	7,1

Diagramas de flujo implantados:

Pretratamiento + Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas + Lagunas de Maduración (3)
Pretratamiento + Lagunas Anaerobias (2)
Pretratamiento + Tanque Séptico + Lagunas Facultativas + Lagunas de Maduración (1)
Pretratamiento + Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas (1)
Pretratamiento + Tanque Imhoff + Lagunas Facultativas (1)
Pretratamiento + Lagunas Facultativas Primarias + Lagunas Secundarias (1)
Pretratamiento + Lagunas Facultativas Primarias (1)
Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas + Lagunas de Maduración (1)
Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas (1)
Lagunas Facultativas Primarias (1)

Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA)

Número de PTAR: 10

Reparto por rango poblacional:

Población (habitantes)	Número de instalaciones	Porcentaje respecto al total (%)
< 1.000	1	10,0
1.000 - 2.000	3	30,0
2.000 - 5.000	4	40,0
Sin datos de la población servida	2	20,0

Diagramas de flujo implantados:

Pretratamiento + Tanque Imhoff + FAFA (4)
Pretratamiento + Tanques Sedimentadores[1] + FAFA (2)
Pretratamiento + Tanque Imhoff + FAFA + Lagunas de Maduración (1)
Pretratamiento + Tanque Séptico + FAFA + Lagunas de Maduración (1)
Pretratamiento + Tanque Séptico + FAFA (1)
Sedimentador + Tanque Imhoff + FAFA (1)

[1]Se ha respetado la denominación de las tecnologías de tratamiento que aparece en la Base Consolidada.

Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA/RALF)

Número de PTAR: 4

Reparto por rango poblacional:

Población (habitantes)	Número de instalaciones	Porcentaje respecto al total (%)
2.000 - 5.000	2	50,0
5.000 - 10.000	1	25,0
10.000 - 50.000	1	25,0

Diagramas de flujo implantados:

Pretratamiento + RAFA + Filtros Biológicos[1] + Lagunas de Maduración (1)
Pretratamiento + RAFA + Humedales Artificiales (1)
Pretratamiento + RAFA + Lagunas Facultativas (1)
Pretratamiento + RALF + Lagunas de Maduración (1)

[1]Se ha respetado la denominación de las tecnologías de tratamiento que aparece en la Base Consolidada.

Filtros Percoladores

Número de PTAR: 2

Reparto por rango poblacional:

Población (habitantes)	Número de instalaciones	Porcentaje respecto al total (%)
50.000 - 100.000	1	50,0
> 100.00	1	50,0

Diagramas de flujo implantados:

Pretratamiento + Tanque Imhoff + Filtros Percoladores + Lagunas de Maduración (1)
Pretratamiento + Decantación Primaria + Filtros Percoladores + Decantación Secundaria (1)

Lombrifiltros

Número de PTAR: 2

Reparto por rango poblacional:

Población (habitantes)	Número de instalaciones	Porcentaje respecto al total (%)
1.000 - 2.000	1	50%
2.000 - 5.000	1	50%

Diagramas de flujo implantados:

Pretratamiento + Lombrifiltros + Radiación UV (2)

Humedales Artificiales

Número de PTAR: 1

Reparto por rango poblacional: no se dispone de información.

Diagramas de flujo implantados:

Pretratamiento + Tanque Séptico + Humedales Artificiales (1)

ZONA ECOLÓGICA: LOS LLANOS

Lagunas de Estabilización

Número de PTAR: 31

Reparto por rango poblacional:

Población (habitantes)	Número de instalaciones	Porcentaje respecto al total (%)
< 1.000	1	3,2
1.000 - 2.000	2	6,4
2.000 - 5.000	5	16,1
5.000 - 10.000	9	29,0
10.000 - 50.000	9	29,0
> 100.000	5	16,1

Diagramas de flujo implantados:

Pretratamiento + Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas + Lagunas de Maduración (15)
Pretratamiento + Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas (5)
Pretratamiento + Lagunas Facultativas Primarias + Lagunas de Maduración (2)
Pretratamiento + Lagunas Facultativas Primarias (2)
Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas (2)
Pretratamiento + Tanque Imhoff + Lagunas Facultativas (1)
Pretratamiento + Lagunas Anaerobias + Lagunas de Maduración (1)
Pretratamiento + RAFA + Lagunas Facultativas (1)
Pretratamiento + FAFA + Lagunas Facultativas (1)
Pretratamiento + Digestores[1] + Lagunas Facultativas (1)

[1]Se ha respetado la denominación de las tecnologías de tratamiento que aparece en la Base Consolidada.

Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA)

Número de PTAR: 6

Reparto por rango poblacional:

Población (habitantes)	Número de instalaciones	Porcentaje respecto al total (%)
1.000 - 2.000	3	50,0
2.000 - 5.000	1	16,7
10.000 - 50.000	2	33,3

Diagramas de flujo implantados:

Pretratamiento + Tanque Séptico + FAFA (5)
Pretratamiento + Tanque Séptico + FAFA + Lagunas de Maduración (1)

Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA/RALF)

Número de PTAR: 9

Reparto por rango poblacional:

Población (habitantes)	Número de instalaciones	Porcentaje respecto al total (%)
< 1.000	1	11,1
1.000 - 2.000	1	11,1
2.000 - 5.000	2	22,2
10.000 - 50.000	5	55,5

Diagramas de flujo implantados:

Pretratamiento + RAFA + Lagunas de Maduración (2)
Pretratamiento + RALF + Lagunas de Maduración (4)
Pretratamiento + RAFA + Lagunas Facultativas + Humedales Artificiales (1)
Pretratamiento + RAFA + Lagunas Facultativas (1)
RAFA + Sedimentación (1)

Lombrifiltros

Número de PTAR: 3

Reparto por rango poblacional:

Población (habitantes)	Número de instalaciones	Porcentaje respecto al total (%)
2.000 - 5.000	3	100%

Diagramas de flujo implantados:

Pretratamiento + Lombrifiltros + Radiación UV (3)

Humedales Artificiales

Número de PTAR: 1

Reparto por rango poblacional:

Población (habitantes)	Número de instalaciones	Porcentaje respecto al total (%)
< 1.000	1	100%

Diagramas de flujo implantados:

Pretratamiento + Cámara de Gravas[1] + Tanque Séptico + Humedales Artificiales (1)

[1]Se ha respetado la denominación de las tecnologías de tratamiento que aparece en la Base Consolidada.

A modo de resumen, la Tabla 2.11 recoge la distribución de tecnologías en las PTAR analizadas y su reparto por zonas ecológicas, respectivamente.

Tabla 2.11. Distribución de las PTAR por tipos de tecnologías y zonas ecológicas.

	Altiplano	Valles	Llanos	Número de instalaciones
Lagunas de Estabilización	11	13	31	55
Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA)	7	4	6	17
Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA/RALF)	-	4	9	13
Lombrifiltros	-	2	3	5
Humedales Artificiales	1	1	2	4
Filtros Percoladores	-	2	-	2

Se observa un gran predominio de las Lagunas de Estabilización, seguidas de los tratamientos anaerobios, y una muy escasa presencia de los tratamientos intensivos de tipo aerobio.

Cabe destacar la presencia de los FAFA en el Altiplano, donde las bajas temperaturas reinantes no aconsejarían la construcción de tratamientos anaerobios. De hecho, en esta zona ecológica no se cuenta con reactores RAFA/RALF.

2.2.6 Gestión de los residuos

La gestión de residuos sólidos urbanos tiene una influencia notoria en el servicio de saneamiento, ya que en situaciones en las que el servicio de recolección de residuos sea deficiente, es muy probable que los residuos acaben en la red de alcantarillado.

En Bolivia la mayor cobertura del servicio de recolección de residuos se da en el área urbana, presentando esta cobertura en las ciudades capitales un porcentaje promedio del 80%, que disminuye al 78% en el caso de los municipios de mayor entidad, para descender al 63% y 42%, en los municipios intermedios y menores, respectivamente.

En la operación de las PTAR se generan una serie de residuos/subproductos que precisan ser gestionados adecuadamente. Entre estos residuos se encuentran los que se extraen de las aguas residuales en la etapa del pretratamiento (objetos de tamaño mediano-grande, arenas y grasas) y, entre los subproductos, principalmente, los lodos resultantes del tratamiento de este tipo de aguas. El destino típico de este tipo de residuos son los rellenos sanitarios. A este respecto, la Tabla 2.13 muestra la distribución en el territorio boliviano de los rellenos sanitarios existentes, junto a su capacidad diaria de recepción de residuos (t/d), a fecha 2015 *(VAPSB-DGGIRS, 2016)*.

Tabla 2.12. Distribución y características de los rellenos sanitarios en Bolivia.

Municipio	Tipo de instalación	Estado	Capacidad (t/d) (t/día)
Tarabuco	Manual	En operación	1,4
Villa Abecia	Manual	En operación	1,4
La Paz	Mecanizado	En operación	570,6
Achacachi	Manual	En operación	4,1
Tiahuanacu	Manual	En operación	1,7
Desaguadero	Manual	Mal operado	1,1
Coroico	Manual	En operación	1,2
Copacabana	Manual	En abandono	3,6
San Pedro de Tiquina	Manual	En abandono	2,6
Sacaba	Mecanizado	En operación	98,3
Pazña	Manual	En abandono	2,2
Antequera	Manual	Mal operado	1,2
Huanuni	Manual	En operación	11,5
Machacamarca	Manual	En abandono	1,3
Uyuni	Semi mecanizado	En operación	10,0
Villazón	Semi mecanizado	En operación	20,0
Santa Cruz de la Sierra	Mecanizado	En operación	1.358,9
Roboré	Manual	En abandono	6,0

En lo referente a la gestión de los lodos que se generan en las PTAR, como se comentó con anterioridad, el RMCH en su artículo 68 estableces que: *los fangos o lodos producidos en las plantas de tratamiento de aguas residuales que hayan sido secados en lagunas de evaporación, lechos de secado o por medios mecánicos, serán analizados y en caso de que satisfagan lo establecido para el uso agrícola, deberán ser estabilizados antes de su uso o disposición final, todo bajo control de la Prefectura (actualmente Gobernación).*

En general, en la actualidad no se lleva a cabo una gestión ordenada de los lodos que se generan en las PTAR bolivianas. A este respecto, la ENTAR recoge que: "*la gestión adecuada de lodos en el país es casi nula, ya que sólo el 29% de lodos producidos tiene algún tipo de disposición final, pero no se conoce el grado de estabilización*".

Otra carencia importante en esta materia está relacionada con la disposición final de los vaciados de los sistemas de tratamiento individuales, dado que actualmente esta actividad no está regulada, ni controlada/supervisada.

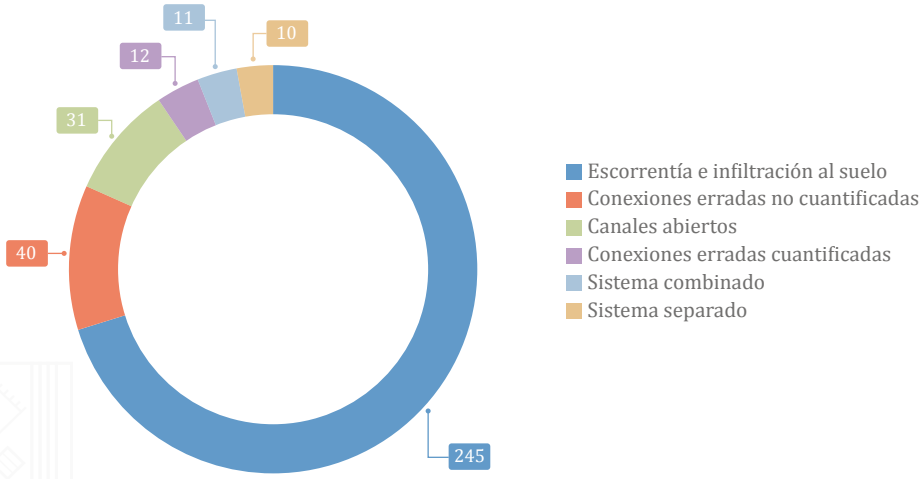
Dentro de los objetivos a alcanzar con la construcción de la ENTAR, en lo referente a los lodos, se encuentra el Resultado 3, que preconiza el uso de los lodos tratados para contribuir al desarrollo de la agricultura orgánica.

2.2.7 Gestión de las aguas pluviales

De acuerdo con la información recopilada en el Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales, un gran número de poblaciones bolivianas aún no han planificado el drenaje pluvial en sus comunidades y la gran mayoría descarga las aguas pluviales por escorrentía natural e infiltración en el suelo, detectándose además una gran cantidad de comunidades donde se reportan conexiones erradas de las aguas pluviales al sistema de alcantarillado sanitario.

Tal y como se observa en la Figura 2.7:

Figura 2.7. Estado de la recolección de aguas pluviales.



- 245 comunidades (de las 349 visitadas), reportaron que el agua pluvial se evacuaba directamente por escorrentía y posterior infiltración en el suelo, sin tenerse una planificación de drenaje pluvial en las comunidades.
- 40 comunidades reportaron que el agua pluvial se pierde parcialmente por infiltración, pero además se constatan conexiones erradas no cuantificadas.
- 31 comunidades cuentan con canales abiertos para el manejo de aguas pluviales, aunque muchas de ellas tienen además conexiones erradas, en un porcentaje no estimado.
- 12 comunidades reportaron un número aproximado de conexiones erradas, que van desde el 5 al 80%, en el caso más crítico.
- 11 comunidades contaban con un sistema combinado (parcialmente) para la recolección de aguas pluviales.
- 5 comunidades contaban con un sistema separado y otras 5 con un sistema separado parcial.

Referencias bibliográficas

AQUASTAT (2015). Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura (FAO). http://www.fao.org/nr/water/aquastat/countries_regions/BOL/indexesp.stm

Aquainteg SRL (2016). Diagnóstico analítico y propositivo de la oferta formativa en el sector agua y medioambiente a nivel nacional.

CAF (2017). Agua y saneamiento en el Estado Plurinacional de Bolivia. Vicepresidencia de Desarrollo Social del Banco de Desarrollo de América Latina.

ENTAR (2019). Estrategia Nacional de Tratamiento de Aguas Residuales.

Foro Consultivo Científico y Tecnológico, AC. (2012). Diagnóstico del agua en las Américas. ISBN: 978-607-9217-04-4

IGM. CNPV-INE (2012). Documento País Bolivia 2012. VII Plan de Acción DIPECHO.

INE (2012). Instituto Nacional de de Estadística, Bolivia.

INE (2014). Instituto Nacional de de Estadística, Bolivia. Revisión 2014. https://www.ine.gob.bo/subtemas_cuadros/demografia_html/PC20106.htm

MMAyA (2011). Guía Técnica de Diseño y Ejecución de Proyectos de Agua y Saneamiento con Tecnologías Alternativas.

MMAyA (2012). Enfoque sectorial amplio para agua y saneamiento en áreas rurales con población menor a 2.000 habitantes. Tomo 1: Diagnóstico. La Paz. http://www.unicef.org/bolivia/ESA_Rural_enfoque_agua_saneamiento_tomo_1.

MMAyA (2016). Memoria Institucional 2015-2016. Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, Ministerio de Medio Ambiente y Agua.

MMAyA (2017) . Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales, Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico, Ministerio de Medio Ambiente y Agua.

Senamhi Bolivia. Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología.www.senami.gob.bo

VAPSB-DGGIRS (2016). Programa plurinacional de gestión integral de residuos sólidos 2017-2020. Dirección General de Gestión Integral de Residuos Sólidos, Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico.

Capítulo 3

La contaminación de las aguas y su tratamiento

Capítulo 3

La contaminación de las aguas y su tratamiento

En este capítulo se analizan los principales contaminantes presentes en las aguas residuales urbanas (materia en suspensión, materia orgánica, nutrientes y organismos patógenos), describiendo su origen y presentando sus concentraciones habituales en este tipo de vertidos.

Posteriormente, se definen las aguas residuales urbanas y se especifican los objetivos de su tratamiento, exponiéndose el esquema básico de una PTAR (Planta de Tratamiento de Aguas Residuales), indicándose las distintas etapas que lo componen y analizando los diferentes procesos involucrados en ellas.

Finalmente, se muestran los mecanismos para la eliminación de los principales contaminantes presentes en las aguas residuales urbanas.

En el caso concreto de la eliminación de los nutrientes y de los organismos patógenos, en este capítulo tan sólo se tratan someramente, pues ambas son objeto de un estudio más profundo en los Capítulos 8 y 9, respectivamente, de la presente guía.

3.1 La contaminación de las aguas

El Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica (RMCH) (1995***)***, que desarrolla la Ley del Medio Ambiente Nº 1333 de abril de 1992, en lo referente a la prevención y control de la contaminación hídrica, define la contaminación de las aguas como: "*alteración de las propiedades fisicoquímicas y/o biológicas del agua por sustancias ajenas, por encima o debajo de los límites máximos o mínimos permisibles, de modo que produzcan daños a la salud del hombre, deteriorando su bienestar o su medio ambiente*".

Por otro lado, las aguas residuales urbanas pueden definirse como: *"las aguas residuales domésticas, o la mezcla de las mismas con aguas residuales industriales y/o aguas de escorrentía pluvial"*. De estas tres posibles componentes, la doméstica (fruto del metabolismo humano y de sus actividades domiciliarias) siempre se encontrará presente, mientras que el componente industrial tendrá mayor o menor relevancia en función de la cuantía de los vertidos de actividades industriales en la red de alcantarillado municipal. Por último, el componente pluvial será relevante en los periodos de lluvia y en los casos en los que la red de saneamiento sea de tipo combinado o, cuando siendo del tipo separado, el número de conexiones erradas, o el grado de infiltración, sean elevados.

En relación con las aguas residuales procedentes de actividades industriales, además de posibles sustancias similares a las de las aguas domésticas, en las mismas aparecerán otros contaminantes propios de cada actividad industrial.

En el caso de Bolivia, es frecuente que las aguas residuales industriales, procedentes de los sectores de la obtención de hidrocarburos (gas y petróleo) y minería, afecten y alteren las características de las aguas residuales urbanas.

La industria petrolera genera vertidos tanto en la etapa inicial de extracción, como en la posterior de refino. Estos vertidos presentan una fuerte contaminación por hidrocarburos, altas concentraciones de materia en suspensión, DBO_5 y DQO, aceites y grasas, fenoles, sulfuros, mercaptanos y metales pesados, presentando valores de pH tanto ácidos como alcalinos *(Marín, R., 2016)*.

En el caso de la minería, la generación de aguas ácidas constituye uno de sus principales vertidos contaminantes. Aparte de la afectación al pH, estas aguas ácidas aportan cantidades importantes de metales pesados (Al, As, Cd, Cu, Fe, Pb, Mn, Ni, Zn) y del anión sulfato *(Escalera, R., 2007)*.

El control de la contaminación por aguas ácidas mineras puede llevarse a cabo en las siguientes tres etapas *(Escalera, R., 2007)*:

- Control del proceso de generación de las aguas ácidas (prevención e inhibición en origen).
- Control de la migración de las aguas ácidas.
- Recolección y tratamiento de las aguas ácidas mineras.

3.2 Los principales contaminantes de las aguas residuales

Los principales contaminantes presentes en las aguas residuales urbanas pueden clasificarse en cuatro grandes grupos: materia en suspensión, materia orgánica, nutrientes y organismos patógenos.

Materia en suspensión: está constituida por partículas insolubles presentes en el seno del agua. De acuerdo con el tamaño de estas partículas, se distingue entre las que pueden formar suspensiones estables en el seno del agua en reposo (partículas coloidales y no sedimentables), y las que sólo se encuentran en suspensión cuando el agua se encuentra en movimiento (partículas sedimentables).

También puede definirse la materia en suspensión, desde un punto de vista analítico, como la materia que queda retenida tras hacer pasar las aguas residuales a través de un filtro de 1,5 micras de tamaño de poro.

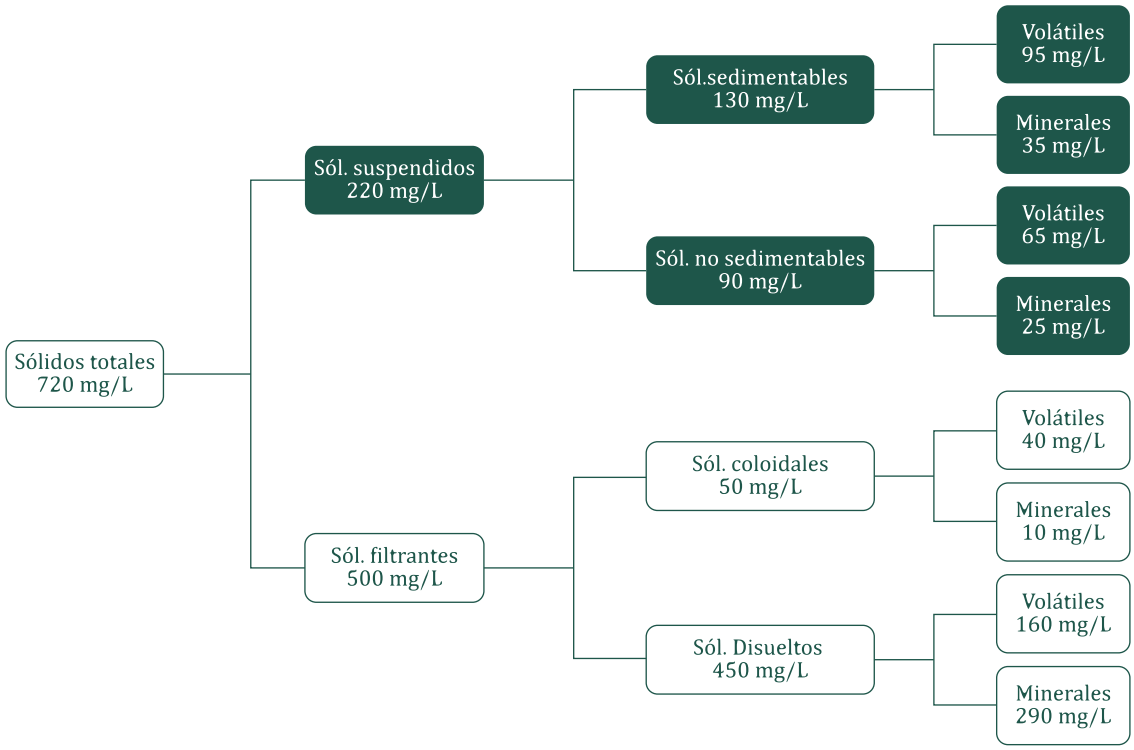
La Figura 3.1 muestra la ubicación de la materia en suspensión dentro de los sólidos totales y cuantifica el reparto de los diferentes tipos de sólidos presentes en un agua residual urbana de contaminación media *(Metcalf&Eddy, 1998 y elaboración propia)*.

Materia orgánica: se estima que aproximadamente el 75% de los sólidos en suspensión y el 40% de los sólidos disueltos presentes en las aguas residuales son de naturaleza orgánica, principalmente en forma de proteínas (40-60%), hidratos de carbono (25-50%) y grasas y aceites (10%).

Entre los métodos de medida de la contaminación orgánica se encuentran los que miden la demanda de oxígeno (DBO_5 y DQO), que son los más habituales, y los que determinan el contenido en carbono orgánico (COT).

La Demanda Bioquímica de Oxígeno a los 5 días (DBO_5) evalúa la materia orgánica biodegradable, mediante un proceso bioquímico aerobio, y puede definirse como la cantidad de oxígeno, medida en mg/L, consumida por los microorganismos en el transcurso de 5 días, para la oxidación de la materia orgánica biodegradable presente en el agua residual.

Figura 3.1. Distribución de los sólidos en un agua residual de contaminación media.



Por su parte, la Demanda Química de Oxígeno (DQO) mide la cantidad de oxígeno (mg/L) necesaria para la oxidación de los contaminantes presentes en las aguas, mediante reacciones de oxidación química.

La relación DBO_5/DQO de un agua residual dada aporta información muy útil sobre su biodegradabilidad y, por tanto, sobre si es susceptible o no de ser tratada mediante la aplicación de procesos biológicos.

Aguas residuales que presenten valores de la relación DBO_5/DQO iguales o superiores a 0,4, son aguas muy biodegradables, entre 0,2 y 0,4 son aguas biodegradables, mientras que si la relación es inferior a 0,2 las aguas son muy poco biodegradables, por lo que no es adecuado utilizar procesos biológicos para su tratamiento, siendo necesario recurrir, generalmente, a la aplicación de procesos fisicoquímicos. En las aguas residuales típicamente urbanas, la relación DBO_5/DQO suele ser del orden de 0,4.

La relación DBO_5/COT suele ser del orden de 1,4, mientras que la relación DQO/COT se suele situar en 3,1.

Nutrientes: bajo el epígrafe de nutrientes se engloban las distintas formas químicas en las que el nitrógeno y el fósforo se encuentran presentes en las aguas residuales urbanas. Ambos elementos son esenciales para el crecimiento de la biomasa responsable del tratamiento de estas aguas, pero en exceso son los causantes de los fenómenos de eutrofización, que se dan en las masas de agua por un crecimiento desmedido del fitoplancton.

El contenido total en nitrógeno (N_T) se compone de la suma de las concentraciones de las formas químicas siguientes: nitrógeno orgánico, nitrógeno amoniacal y nitrógeno en forma de nitratos y nitritos. Mientras que el Nitrógeno Kjeldhal mide la suma de las dos primeras de estas formas y generalmente su concentración está en torno a la quinta parte de la concentración de la DBO_5.

De las distintas formas en las que se encuentra el nitrógeno en las aguas residuales urbanas, las formas amoniacales son tóxicas para la vida piscícola.

En lo referente al fósforo, su contenido total (P_T), es la suma de las concentraciones de sus formas orgánica e inorgánica (esta última principalmente como ortofosfatos). El ratio típico DBO_5/P_T suele ser del orden de 27.

Organismos patógenos: proceden de los desechos del metabolismo humano o animal, que están infectados, o que son portadores de una enfermedad determinada.

Entre los principales organismos patógenos presentes en las aguas residuales urbanas se encuentran: bacterias, virus, protozoos y helmintos.

En el caso de las aguas residuales urbanas se recurre al uso de organismos indicadores de contaminación fecal, generalmente *Coliformes (totales y fecales*), dado que su presencia es más numerosa y fácil de comprobar. La presencia de estos organismos en las aguas residuales se relaciona, de forma indirecta, con la presencia de otros organismos patógenos.

La Tabla 3.1 muestra los parámetros empleados para cuantificar los cuatro tipos de contaminantes descritos, junto a sus concentraciones habituales, según se trate de aguas residuales urbanas de contaminación fuerte, media o débil *(Metcalf&Eddy, 1998 y elaboración propia)*.

Además de los cuatro grupos principales de contaminantes presentes en las aguas residuales urbanas, existen otros que también merecen atención: los objetos gruesos y las arenas (cuya presencia en las aguas residuales es muy variable), y las grasas que se encuentran en concentraciones de 50-150 mg/L.

Últimamente, también empiezan a requerir atención creciente los denominados contaminantes emergentes. Como contaminante emergente se entiende todo contaminante previamente desconocido, o no reconocido como tal, cuya presencia en el medio ambiente no es necesariamente nueva, pero sí lo es la preocupación por las posibles consecuencias de la misma. La detección de estos contaminantes en el medio hídrico ha sido posible sólo recientemente, gracias al desarrollo de nuevas y más sensibles técnicas analíticas.

Entre los contaminantes emergentes presentes en las aguas residuales urbanas caben destacar: fármacos y sus metabolitos, compuestos perfluorados, hormonas, drogas de abuso y productos de cuidado y de higiene personal.

Tabla 3.1.Características de las aguas residuales urbanas.

	Contaminación fuerte	Contaminación media	Contaminación débil
Sólidos en suspensión (mg/L)	350	220	100
DBO_5 (mg/L)	400	220	110
DQO (mg/L)	1.000	500	250
COT (mg/L)	290	160	80
N_T (mg N/L)	85	40	20
$N_{orgánico}$ (mg N/L)	35	15	8
$N_{amoniacal}$ (mg N/L)	50	25	12
P_T (mg P/L)	15	8	4
$P_{orgánico}$ (mg P/L)	5	3	1
$P_{inorgánico}$ (mg P/L)	10	5	3
Coliformes totales (NMP/100 mL)	10^7 - 10^9	10^7 - 10^8	10^6 - 10^7
Coliformes fecales (NMP/100 ml)	10^6 - 10^8	10^6 - 10^7	10^5 - 10^6

Materia en suspensión Nutrientes Materia orgánica Organismos patógenos

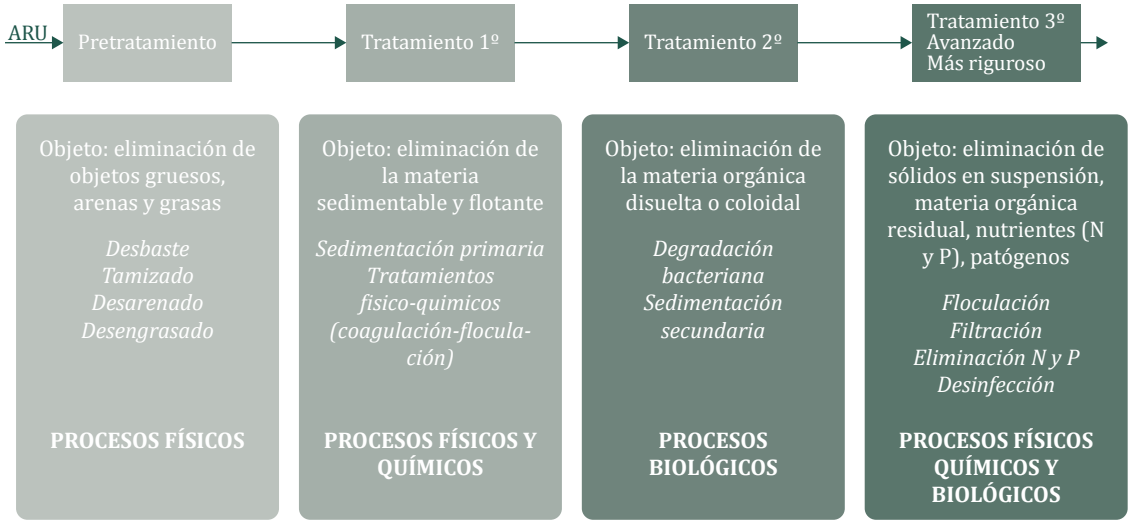
3.3 El tratamiento de las aguas residuales urbanas

El tratamiento de las aguas residuales urbanas tiene como objetivo básico: "*transformar el agua residual bruta en un efluente tratado, que cumpla la legislación vigente que permite su vertido a cauce receptor, con un mínimo costo económico y ambiental*".

En las PTAR se somete a las aguas residuales a una serie de tratamientos concatenados, que tienen por objeto reducir las concentraciones de los contaminantes englobados en los cuatro grupos básicos, descritos anteriormente, por debajo de los límites de vertido recogidos en la normativa medioambiental vigente.

En la Figura 3.2 se representan las distintas etapas que comprende el tratamiento más común de las aguas residuales, indicándose en cada una de ellas el objeto, procesos y naturaleza de los mismos (elaboración propia).

Figura 3.2. Esquema de las etapas incluidas en el tratamiento de las aguas residuales urbanas.



Se detallan a continuación los mecanismos por los que se eliminan en las PTAR los principales contaminantes presentes en las aguas residuales urbanas.

3.1.1 Mecanismos de eliminación de los contaminantes

3.3.1.1 Eliminación de la materia en suspensión

La eliminación de la materia en suspensión constituye el objetivo básico de los tratamientos primarios y abarca tanto a la materia en suspensión sedimentable, como a la no sedimentable.

Dentro de estos tratamientos, la Sedimentación Primaria recurre a la acción exclusiva de la gravedad para la separación de los sólidos sedimentables y no sedimentables presentes en las aguas residuales urbanas, alcanzado rendimientos de eliminación del orden del 50-60%. Para mejorar estos rendimientos se recurre a los tratamientos fisicoquímicos que, mediante la adición de reactivos consiguen, además, la eliminación de sólidos coloidales, al incrementar el tamaño de los mismos mediante procesos de coagulación-floculación.

Dentro de los tratamientos primarios se engloban también los procesos de decantación-digestión, en los que los sólidos orgánicos decantados experimentan procesos de degradación anaerobia (Tanques Sépticos y Tanques Imhoff).

En el Capítulo 6 de esta guía se describen con detalle los fundamentos y el diseño de los Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Sedimentadores Primarios.

3.3.1.2 Eliminación de la materia orgánica

La materia orgánica presente en las aguas residuales urbanas, que no se elimina por sedimentación, suele eliminarse mediante procesos biológicos. Esta eliminación constituye el objetivo básico de los tratamientos secundarios.

Se distinguen dos tipos de procesos diferenciados para la eliminación de la materia orgánica presente en las aguas residuales: los procesos aerobios y los anaerobios.

Procesos aerobios

Los procesos aerobios buscan generar un cultivo biológico, que permita captar la materia orgánica. Parte de la materia orgánica pasa a formar parte de este cultivo, eliminándose posteriormente por sedimentación (lodos) principalmente y, en menor medida, por oxidación a anhídrido carbónico y agua.

En los procesos de tratamiento aerobio tienen lugar dos tipos de reacciones: las de *oxidación y síntesis* y las de *respiración endógena.*

Oxidación y síntesis

$$\underset{\text{Materia Orgánica}}{COHNS} + O_2 + \text{nutrientes} \xrightarrow{\text{Bacterias}} CO_2 + NH_3 + \text{otros productos finales}_{\text{(nuevas bacterias)}}$$

Respiración endógena

$$C_5H_7O_2N + 5O_2 \xrightarrow{\text{Bacterias}} 5CO_2 + 2H_2O + NH_3 + \text{energía}$$

Los principales factores que intervienen en estas reacciones biológicas son los siguientes:

- *Características del agua residual:* el grado de biodegradabilidad es un aspecto fundamental para establecer el rendimiento de los procesos biológicos. Como se indicó con anterioridad, relaciones DBO_5/DQO ≥0,2 indican una buena biodegradabilidad de las aguas residuales urbanas.

- *Nutrientes*: los principales nutrientes inorgánicos necesarios para el correcto desarrollo de los microorganismos aerobios son: N, P, S, K, Mg, Ca, Fe, Na y Cl, mientras que entre los nutrientes de menor importancia se encuentran: Zn, Mn, Mo, Se, Co, Cu, Ni, V y W.

  - Basándose en una composición media del tejido celular microbiano representada como $C_5H_7O_2N$, se precisa del orden de un 12,4% de nitrógeno (en peso). En lo referente a las necesidades de fósforo, se estima que estas son del orden de una quinta parte de las necesidades de nitrógeno.

  - Los requisitos nitrógeno y el fósforo en los procesos aerobios se estiman en 43 g de N y 6 g de P por cada kg de DBO_5 eliminado.

  - En relación con la DBO_5 de las aguas residuales, las necesarias proporciones de nutrientes, vienen dada por la expresión: DBO_5/N/P = 100/5/1.

- Generalmente, las aguas residuales urbanas contienen todos los nutrientes necesarios para el adecuado crecimiento bacteriano y, tan sólo en casos especiales (vertidos industriales importantes), será necesaria su dosificación.

- *Aporte de oxígeno:* para el correcto desarrollo de las reacciones de síntesis y de respiración endógena, en los procesos aerobios es necesario el aporte de oxígeno. En los reactores aerobios se suele trabajar con concentraciones de oxígeno disuelto del orden de 1-2 mg/L.

- *Temperatura:* la velocidad de las reacciones biológicas se incrementa con la temperatura, hasta alcanzar los 37 ºC, a partir de la cual la velocidad desciende bruscamente, al producirse la desnaturalización del protoplasma celular. La velocidad de reacción y la temperatura se relacionan de acuerdo con la ecuación:

$$k_T = k_{20} * \theta^{(T-20)}$$

Donde:

k_T: velocidad de reacción a la temperatura T (T en ºC)
k_{20}: velocidad de reacción a 20 ºC
θ: coeficiente de actividad-temperatura. Para el proceso de Lodos Activados θ = 1,00-1,04.
T: temperatura (ºC)

Este parámetro adquiere gran relevancia a la hora del diseño del tratamiento aerobio de las aguas residuales generadas en las distintas zonas ecológicas que se contemplan en la presente guía (Altiplano, Valles y Llanos), en las que se registran temperaturas muy diferentes.

- *Salinidad:* a partir de 5 g/L de sales en las aguas residuales a tratar comienzan a registrarse distorsiones importantes en los procesos de depuración con biomasa en suspensión. En el caso de procesos con la biomasa adherida la salinidad comienza a afectar a concentraciones superiores a 15 g/L *(Ortega, E., 2016).*

- *Presencia de tóxicos o inhibidores:* ciertas sustancias orgánicas e inorgánicas a partir de ciertas concentraciones inhiben, o impiden, el desarrollo de los procesos biológicos aerobios. La Tabla 3.2 muestra los valores

límites de las concentraciones de ciertos contaminantes que inhiben los procesos aerobios de biomasa en suspensión *(EPA-430/9-76-017)*.

Tabla 3.2. Concentraciones de contaminantes que inhiben los procesos aerobios de biomasa en suspensión.

Contaminante	Concentración (mg/L)	Contaminante	Concentración (mg/L)
Amoniaco	480	Cianuro	0,1 - 5
Arsénico	0,1	Hierro	1.000
Boro	0,05 - 100	Plomo	0,1
Cadmio	10 - 100	Manganeso	10
Calcio	2.500	Mercurio	0,1 - 5
Cromo hexavalente	1 - 10	Níquel	1 - 2,5
Cromo trivalente	50	Plata	5
Cobre	1	Zinc	0,08 - 10

En función del tipo de biomasa, los procesos aerobios se clasifican en procesos de biomasa en suspensión y procesos de biomasa fija.

Las tecnologías incluidas en la presente guía, que se analizan con detalle en el Capítulo 7, se engloban en estas dos categorías de procesos aerobios de la siguiente forma:

- Procesos de biomasa en suspensión: *Aireación Extendida y Lagunas Facultativas y de Maduración.*
- Procesos de biomasa fija: *Filtros Percoladores, Contactores Biológicos Rotativos (CBR), Humedales Artificiales y Lombrifiltros.*

Procesos anaerobios

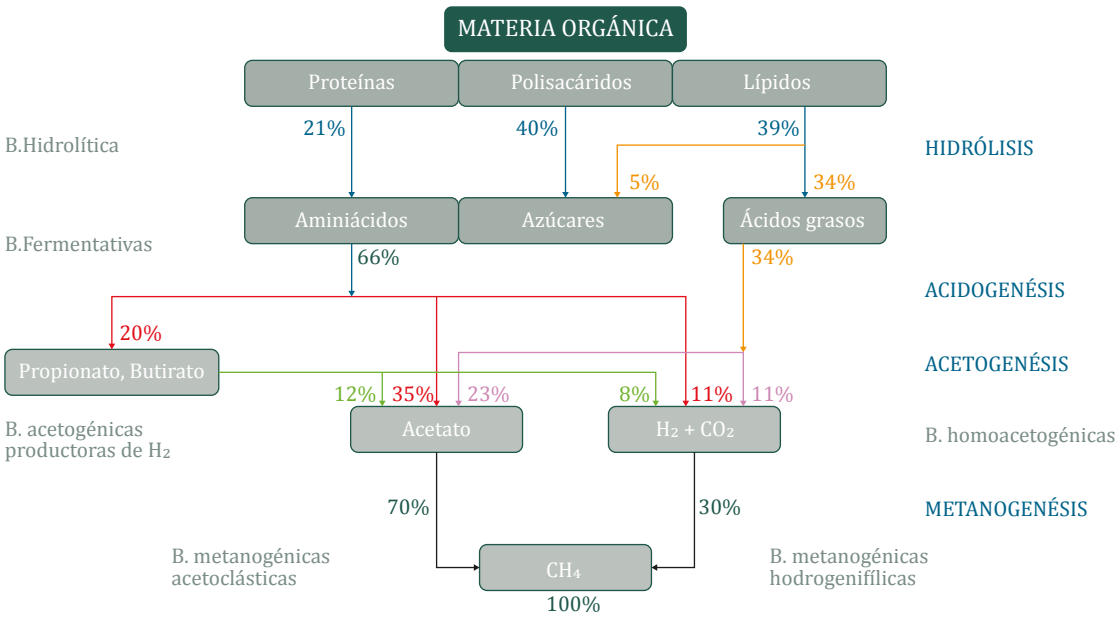
En este tipo de procesos, el principal mecanismo de eliminación de la materia orgánica es su transformación en biogás (metano y anhídrido carbónico, principalmente), que escapa del sistema.

En los procesos de tratamiento anaerobios tiene lugar la reacción:

$$\underset{\text{Materia Organica}}{COHNS} + O_2 + \text{nutrientes} \xrightarrow{\text{Bacterias}} CH_4 + CO_2 + \underset{\text{(Nuevas bacterias)}}{\text{otros productos finales}}$$

El proceso transcurre en etapas concatenadas, en las que intervienen distintas especies bacterianas (Figura 3.3).

Figura 3.3. Etapas de los procesos anaerobios.



Estas etapas son *(van Haandel y Lettinga, 1994)*:

- *Hidrólisis:* los principales componentes de las aguas residuales (proteínas, hidratos de carbono, aceites y grasas), se transforman en compuestos orgánicos disueltos de menor peso molecular, gracias a la acción de exoenzimas excretadas por bacterias fermentativas.

- *Acidogénesis:* los productos generados en la etapa anterior son transformados en ácidos grasos volátiles (propiónico, butírico, valérico, etc.).

- *Acetogénesis:* los productos obtenidos de la acidogénesis se transforman en acetato, hidrógeno y dióxido de carbono (precursores de la formación de metano).

- *Metanogénesis:* a partir principalmente del acetato (70%) y también del CO_2 e H_2, producidos en la anterior etapa, se genera biogás, mezcla fundamentalmente de CH_4 y de CO_2, y de otros gases en menor cuantía (H_2S, H_2, N_2). Esta es la etapa más delicada de la digestión anaerobia, al ser las bacterias metanogénicas las más susceptibles a variaciones

en su entorno (pH, temperatura, carga orgánica, etc.). Ante variaciones acusadas de estos parámetros, la población metanogénica se ve afectada, y al no poderse convertir los ácidos formados en metano, el pH decae, por lo que si no se toman medidas oportunas se produce el colapso del sistema.

Los principales factores que intervienen en las reacciones biológicas anaerobias son los siguientes:

- *Nutrientes:* el correcto desarrollo del proceso requiere tanto de macronutrientes (N, P, S), como de micronutrientes (Fe, Zn, Co, etc.), que suelen encontrase en cantidades suficientes en las aguas residuales urbanas. La Tabla 3.3 muestra los requisitos de nutrientes (expresados en mg/g de DBO_5), para el correcto desarrollo de los procesos anaerobios *(Fernández Polanco, 2016)*.

Tabla 3.3. Requisitos nutricionales para el desarrollo de los procesos anaerobios.

Nutriente	(mg/g DBO_5)	Nutriente	(mg/g DBO_5)
Macronutrientes		Zinc	0,02
Nitrógeno	5 - 15	Cobre	0,004
Fósforo	0,8 - 2,5	Manganeso	0,004
Azufre	1 - 3	Molibdeno	0,004
Micronutrientes		Selenio	0,004
Hierro	0,03	Wolframio	0,004
Cobalto	0,003	Boro	0,004
Níquel	0,004		

En relación con la DBO_5 de las aguas residuales, las necesarias proporciones de nutrientes vienen dadas por la expresión: DBO_5/N/P = 100/0,5/0,1. Se constata que los requisitos de nutrientes en los procesos anaerobios son diez veces menores en el caso de los procesos anaerobios que en los aerobios (100/0,5/0,1 frente a 100/5/1). Estos menores requisitos nutricionales tienen su reflejo en una menor producción de lodos en los procesos anaerobios.

- *Temperatura:* influye tanto en el propio metabolismo de las bacterias, como en la solubilidad de los sustratos. Se distinguen tres rangos de temperatura de operación: psicrófilo (<20 ºC), mesófilo (20-40 ºC) y termófilo (>40 ºC), siendo lo habitual trabajar en los dos primeros.

La mayoría de las bacterias metanogénicas conocidas son mesófilas y tienen una temperatura de operación óptima alrededor de los 35 ºC. Al igual que en el caso de los procesos aerobios, tal como se comentó con anterioridad, la temperatura adquiere gran relevancia a la hora del diseño del tratamiento anaerobio de las aguas residuales generadas en las distintas zonas ecológicas que se contemplan en la presente guía (Altiplano, Valles y Llanos), en las que se registran temperaturas muy diferentes y, que el caso de las temperaturas mínimas, si estas son muy bajas, pueden llegar a desaconsejar la aplicación de este tipo de tratamientos.

- *pH:* para que no se inhiba la etapa metanogénica se precisa trabajar en el rango de 6,0-8,0 de pH, siendo el rango óptimo de 6,8-7,5.

- *Alcalinidad:* juega un papel importante al ejercer un efecto tampón frente a las variaciones de pH. Para tener suficiente capacidad tampón, y conseguir que la operación de un digestor anaerobio sea estable, se precisan valores de alcalinidad superiores a 1.000 mg $CaCO_3$/L, si bien, para tener mayor seguridad se suele trabajar en el intervalo 2.000-5.000 mg $CaCO_3$/L *(Wagner, 2016).*

  La alcalinidad, junto con el pH y la concentración de ácidos grasos volátiles, constituyen los principales parámetros de control de los reactores anaerobios

- *Presencia de tóxicos o inhibidores:* ciertas sustancias orgánicas e inorgánicas, a partir de ciertas concentraciones, inhiben el desarrollo de los procesos biológicos anaerobios. Entre estos tóxicos o inhibidores se encuentran:

  - *Oxígeno disuelto:* la entrada de oxígeno en gran cantidad a los reactores anaerobios inhibe el proceso, que vuelve a recuperarse cuando se elimina este oxígeno. La entrada de pequeñas cantidades de oxígeno (por defectos en los bombeos de la alimentación, cierres defectuosos, etc.), no plantean en general problemas, porque los microorganismos que inician la degradación orgánica son facultativos, que van consumiendo previamente este oxígeno.

    Para evitar la entrada de oxígeno a los reactores anaerobios, estos suelen trabajar con una sobrepresión de 10-20 cm.c.a.

- *Ácidos grasos volátiles (AGV):* la acumulación de AGV en los reactores anaerobios provoca una caída del pH, con los efectos secundarios correspondientes.

  Los AGV en su forma disociada no son tóxicos, pues no pueden atravesar la membrana celular, cosa que sí hacen las formas no disociadas de estos ácidos. Por lo tanto, la acumulación de AGV en los reactores anaerobios provoca el doble efecto negativo de la acidificación y de la toxicidad de los propios ácidos.

  Se recomienda que la relación entre la concentración de AGV y la alcalinidad total (AT) no supere el valor de 0,3-0,4, para evitar que se acidifique el reactor.

- *H_2S:* la presencia de sulfuro de hidrógeno, generado por las bacterias sulfatorreductoras, a partir del sulfato presente en la corriente de alimentación a los reactores anaerobios, tiene efectos inhibitorios sobre este tipo de procesos.

  De todas las distintas formas en las que se puede encontrar el ion sulfuro en los reactores anaerobios, la forma H_2S es la que provoca problemas de toxicidad e inhibición.

  La presencia de sulfatos en las aguas a tratar, más que originar una inhibición formal, lo que da lugar es a una disminución de la actividad metanogénica, debido a la competencia por el sustrato necesario para sintetizar CH4 o H2S.

  En la práctica, los microorganismos metanogénicos se inhiben cuando la relación DQO/SO_4^{2-} es inferior a 7, pero ello viene influido en gran medida por el pH del medio *(Chernicharo, 2007).*

- *Amoniaco:* el pH juega un papel clave en el equilibrio de disociación amoniaco/amonio, *($NH_3 + H_2O <> NH_4^+ + OH^-$).* La forma NH_3 ocasiona graves problemas de toxicidad en los reactores anaerobios, por lo que es preciso que este equilibrio esté desplazado a la derecha. Con bacterias bien aclimatadas es posible operar con concentraciones de hasta 4 g NH_4^+/L (pH = 8) *(Fernández Polanco, 2016).*

- *Otros tóxicos:* otros compuestos tóxicos para los procesos anaerobios son los siguientes *(Fernández Polanco, M., 2016)*:

  - Los cationes alcalinos y alcalinotérreos: no obstante, la tolerancia a ellos de los microorganismos anaerobios es relativamente importante (hasta 10 g/L en el caso del sodio).

  - Los metales pesados: si bien la presencia de sulfuro de hidrógeno provoca la eliminación de estos metales en forma de sulfuros insolubles, la concentración de los mismos no debe superar 0,5 g/L.

  - Los compuestos clorados ($CHCl_3$, CCl_4, CCl_3CH_3, etc.): son tóxicos incluso a concentraciones de 1 µg/L.

  - Los cianuros: son tóxicos a niveles de 1 µg/L.

En lo referente a la producción de metano, esta se eleva a 0,35 Nm^3 por cada kilogramo de DQO eliminado, presentando el biogás concentraciones habituales del metano del 55-70%.

Finalmente, la Figura 3.4 compara el balance de la DQO presente en las aguas residuales urbanas para los procesos anaerobios y aerobios *(Wagner, 2016)*.

Se observa que:

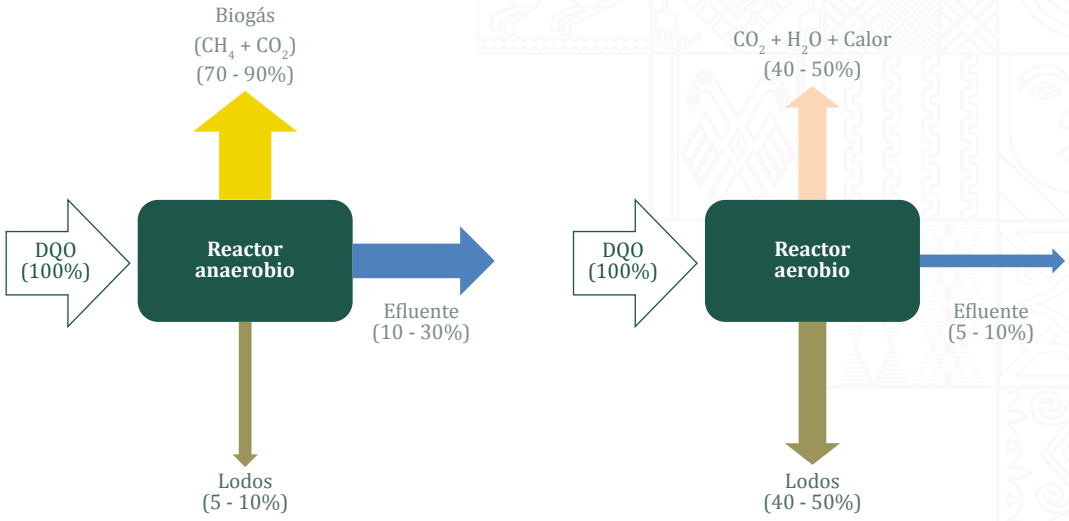
- Los procesos aerobios son más eficientes a la hora de eliminar DQO, llegando al 90-95% de eliminación, frente al 70-90% de los procesos anaerobios.

- La generación de lodos es mucho menor en los procesos anaerobios.

- El balance energético es positivo en los procesos anaerobios.

En el Capítulo 7 de la presente guía se abordan los tratamientos anaerobios de las aguas residuales urbanas, dedicando una especial atención a los *Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA)*, *Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA)* y *Lagunas Anaerobias*.

Figura 3.4. Balance de DQO para los procesos anaerobios y aerobios.



3.3.1.3 Eliminación de nutrientes

Como se comentó con anterioridad, bajo el epígrafe de nutrientes se engloban las distintas formas químicas en las que el nitrógeno y el fósforo se encuentran presentes en las aguas residuales urbanas.

El nitrógeno es uno de los elementos esenciales para la vida, pero en exceso puede ser muy perjudicial, puesto que su vertido en un curso de agua produce los siguientes efectos nocivos:

- En forma amoniacal:
  - Consume oxígeno para pasar al estado oxidado de nitrato. Para ello, cada gramo de N-NH_4 precisa 4,57 g de oxígeno.
  - Es tóxico para la vida piscícola, que es sensible al NH_3 que puede generar el amonio en condiciones alcalinas.
  - Plantea dificultades en el tratamiento de potabilización.

- En forma de nitratos:
  - Contribuye a la eutrofización de las masas de agua.
  - Puede ser perjudicial para la salud humana al pasar al agua potable.

En el caso del fósforo, las investigaciones evidencian que de los principales nutrientes (carbono, nitrógeno y fósforo), es este último el elemento más limitante y, por tanto, controlador de la población fitoplanctónica. Estos estudios se basan en que, mientras para otros nutrientes existen fuentes atmosféricas (el CO_2 y N_2 están presentes en el aire) y mecanismos físicos (turbulencia e intercambio de gases) y biológicos (fijación del nitrógeno por las algas verde-azuladas), para corregir sus deficiencias, el fósforo carece de estas fuentes externas y de estos mecanismos físicos de corrección. Por tanto, los resultados netos son que la población estable de fitoplancton está muy correlacionada con la cantidad total de fósforo presente en el agua. Cualquier vertido rico en este elemento romperá dicha estabilidad y disparará el crecimiento algal, trayendo como consecuencia los problemas de eutrofización en los medios receptores.

Otra acción importante de los fosfatos es la influencia en el transporte y retención de los metales en el agua, debido al fenómeno de complejación (reacciones en las que un metal se une con sustancias denominadas ligandos).

En las PTAR la eliminación de nitrógeno se suele acometer a través de procesos biológicos (pasando por etapas sucesivas de nitrificación y desnitrificación), mientras que para la eliminación de fósforo se recurre tanto a procesos biológicos, como fisicoquímicos.

En el Capítulo 8 de la presente guía se trata con detalle la eliminación de nutrientes en las aguas residuales urbanas.

3.3.1.4 Eliminación de organismos patógenos

Desde el punto de vista de la salud, la desinfección es potencialmente la etapa más importante del tratamiento de las aguas residuales urbanas, ya que sus objetivos son la prevención de enfermedades y proteger los abastecimientos de agua potable, playas, zonas recreativas y zonas de cultivo de especies acuáticas, así como posibilitar el reúso de las aguas tratadas.

El objetivo específico de la desinfección es la eliminación, de forma selectiva, de aquellos microorganismos susceptibles de causar enfermedades. No hablamos pues de esterilización, que hace referencia a la destrucción de la totalidad de los organismos.

Los principales organismos patógenos presentes en las aguas residuales urbanas son: *bacterias, virus, protozoos y helmintos.*

En el campo de tratamiento de las aguas, la desinfección se lleva a cabo, principalmente, mediante el empleo de agentes químicos y físicos, que hacen usos de los siguientes mecanismos de actuación:

- Daño de la pared celular.
- Alteración de la permeabilidad de las células.
- Alteración de la naturaleza del protoplasma.
- Inhibición de la actividad enzimática.

Por su parte, los factores que influyen en la acción de los agentes desinfectantes son:

- Tiempo de contacto desinfectante/agua: para una concentración de desinfectante, la mortalidad de patógenos se incrementa al aumentar el tiempo de contacto.
- Temperatura: el aumento de la temperatura produce un incremento de la tasa de mortalidad.
- Tipo y concentración del agente químico.
- Intensidad y naturaleza del agente físico.
- Número de organismos patógenos: a mayor concentración de organismos patógenos, mayor será el tiempo de contacto necesario para lograr una determinada mortalidad.
- Tipo de organismos patógenos: las células bacterianas de crecimiento viable se destruyen fácilmente, mientras que las esporas bacterianas son extremadamente resistentes.

- Naturaleza del medio líquido en el que se encuentran los organismos patógenos: la materia orgánica presente en el agua a tratar reduce la eficacia de los agentes oxidantes, ya que reaccionan con ellos y, en forma particulada, ofrece protección a los patógenos atrapados en ella.

Un factor importante a tener en cuenta es que la desinfección garantice la calidad sanitaria del agua durante un periodo largo de tiempo. En este sentido, los agentes químicos que posibilitan una cantidad de desinfectante remanente (activo) en las aguas son los más usados. Esto se debe a que es necesario considerar que un agua residual, incluso después de ser tratada, no deja de ser un excelente caldo de cultivo para el desarrollo de microorganismos. Es por ello, que se debe de impedir la reactivación biológica tras el proceso de desinfección, y esto sólo lo asegura el uso de un agente químico que permanezca de forma activa en las aguas.

Entre los *agentes químicos* empleados en la desinfección de las aguas residuales urbanas se encuentran los productos oxidantes, como el cloro y sus derivados y el ozono.

Entre los *agentes físicos* para la desinfección de las aguas residuales destaca la radiación ultravioleta (UV). La eficacia de este proceso depende de la penetración de los rayos en el agua. La geometría del contacto entre la fuente emisora de luz UV y el agua es de gran importancia, debido a que la materia en suspensión, las moléculas orgánicas disueltas y el propio agua, además de los propios microorganismos, absorberán parte de la radiación aplicada.

Los rayos UV forman parte del espectro electromagnético y presentan longitudes de onda (λ) comprendidas entre 150 y 400 nm. El rango de las radiaciones UV puede subdividirse de acuerdo con sus efectos biológicos, siendo la comprendida en el rango de corta longitud de onda, entre 200 y 280 nm (UV-C), la que presenta efecto germicida.

En los últimos años se ha potenciado el uso de la radiación UV en la desinfección de aguas residuales tratadas, ya no sólo por su elevado poder bactericida y virucida (ataca al ARN), sino también porque su aplicación no genera compuestos tóxicos.

En el Capítulo 9 de la presente guía se trata con detalle la desinfección de las aguas tratadas en las PTAR.

Referencias bibliográficas

Chernicharo, C. (2007). Anaerobic Reactors. Biological Wastewater Treatment Series, volume four. (IWA). ISBN: 1 84339-164-3.

EPA-430/9-76-017.

Escalera, R. (2007). Contaminación minera en Bolivia: alternativas de remediación de aguas ácidas. Investigación & Desarrollo, No. 7: 83 – 92 (2007). ISSN 1814-6333

Fernández Polanco, M. (2016). Depuración anaerobia de aguas residuales. Tratamiento integrado anaerobio/aerobio. XXXIV Curso "Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones Depuradoras" (CEDEX). Madrid 2016.

Marín, R. (2016). Características de los vertidos de aguas residuales y su incidencia en los sistemas de saneamiento. XXXIV Curso "Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones Depuradoras" (CEDEX). Madrid 2016.

Metcalf&Eddy (1998). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. Mc Graw-Hill. ISBN: 84-481-1607-0.

Ortega, E. (2016). Tratamientos biológicos de Fangos Activados: aspectos generales y procesos convencionales. XXXIV Curso "Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones Depuradoras" (CEDEX). Madrid 2016.

van Haandel, A. y Lettinga, G. (1994). Tratamento Anaeróbio de Esgotos. Editora EPGRAF. Campina Grande, Brasil.

Wagner, W. (2016). Reactores anaeróbicos para el tratamiento de aguas residuales urbanas. XXXIV Curso "Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones Depuradoras" (CEDEX). Madrid 2016.

ESTADO PLURINACIONAL DE
BOLIVIA

MINISTERIO DE
MEDIO AMBIENTE Y AGUA | VICEMINISTERIO DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO BÁSICO

Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales

Módulo 1

Contenido

Capítulo 4 Información básica para la redacción de proyectos de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR)

Capítulo 5 Líneas de tratamiento adoptadas y aspectos considerados en los dimensionamientos básicos

Capítulo 6 Pozo de gruesos, obra de llegada, pretratamiento, medición de caudal y tratamientos primarios

Módulo

1

Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales

Autoría:

FUNDACIÓN PÚBLICA ANDALUZA
CENTRO DE LAS NUEVAS
TECNOLOGÍAS DEL AGUA (CENTA)
Consejería de Agricultura, Ganadería,
Pesca y Desarrollo Sostenible

Con la colaboración de:

MINISTERIO
DE TRANSPORTES, MOVILIDAD
Y AGENDA URBANA

VICEPRESIDENCIA
TERCERA DEL GOBIERNO

MINISTERIO
PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA
Y EL RETO DEMOGRÁFICO

CEDEX
CENTRO DE ESTUDIOS
Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS

Con el apoyo de:

Cooperación Española

FCAS Fondo de Cooperación para Agua y Saneamiento

BID
Banco Interamericano de Desarrollo

Diagramación y diseño: Financiado a través del Fondo AquaFund,
un fondo del BID apoyado por la AECID, el Gobierno de Suiza y Austria y la Fundación PepsiCo.

Contenido

Prefacio 5

Resolución Ministerial 9

Presentación - Ministro de Medio Ambiente y Agua 13

Presentación - Viceministro de Agua Potable y Saneamiento Básico 15

MÓDULO 0

Capítulo 1 Introducción 31

1.1 Antecedentes y justificación 33

1.2 Objetivos 34

1.3 Enfoque 35

1.4 Metodología 37

1.5 Estructura de la Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales 37

Referencias bibliográficas 41

Capítulo 2 Condicionantes del desarrollo del tratamiento de las aguas residuales en Bolivia 43

2.1 Características del territorio 46

2.1.1 Organización administrativa 46

2.1.2 Demografía 47

2.1.3 Zonas ecológicas y climatología 50

2.1.4 Usos y calidad de las masas de agua 53

2.2 Saneamiento 54

2.2.1 Marco competencial 54

2.2.2 Marco normativo 57

2.2.3 Planificación 60
2.2.4 Gestión 61
2.2.5 El estado actual del saneamiento 62
2.2.6 Gestión de los residuos 72
2.2.7 Gestión de las aguas pluviales 74

Referencias bibliográficas 75

Capítulo 3 La contaminación de las aguas y su tratamiento 77

3.1 La contaminación de las aguas 79

3.2 Los principales contaminantes de las aguas residuales 81

3.3 El tratamiento de las aguas residuales urbanas 85
3.1.1 Mecanismos de eliminación de los contaminantes 86

Referencias bibliográficas 99

MÓDULO 1

Capítulo 4 Información básica para la redacción de proyectos de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) 115

4.1 Normas técnicas existentes 118

4.2 Información de carácter administrativo 119

4.3 Población servida y población horizonte del proyecto 120

4.4 Instalaciones existentes de abastecimiento, alcantarillado y tratamiento de aguas residuales 124

4.5 Gestión de los sistemas de abastecimiento y saneamiento 127

4.6 Condicionantes para la selección del terreno en el que ubicar la PTAR 128

4.7 Condicionantes climáticas y geográficas del área de intervención 131

4.8 La gestión de las aguas de lluvia 132

4.9 Características del agua residual a tratar (caudales y cargas contaminantes), en los distintos horizontes temporales previstos 133
4.9.1 Campañas de aforo y muestreo de las aguas residuales 135
4.9.2 Estimación de los caudales y cargas a tratar en la PTAR 138

4.10 Calidad exigida al efluente tratado 141
4.11 Posible reúso de los efluentes tratados 143
Referencias bibliográficas 146

Capítulo 5 Líneas de tratamiento adoptadas y aspectos considerados en los dimensionamientos básicos 147

5.1 Consideraciones previas 150
5.2 Análisis de los tratamientos a considerar 151
5.2.1 Pretratamiento 152
5.2.2 Tratamientos primarios 152
5.2.3 Tratamientos anaerobios 153
5.2.4 Tratamientos extensivos 156
5.2.5 Tratamientos intensivos 158
5.2.6 Tratamientos de desinfección 161
5.2.7 Tratamiento de lodos 163
5.3 Líneas de tratamiento adoptadas 167
5.3.1 Tratamientos anaerobios 168
5.3.2 Tratamientos extensivos 169
5.3.3 Tratamientos intensivos 172
5.4 Aspectos considerados en cada tratamiento 174
5.4.1 Fundamentos 174
5.4.2 Rendimientos 174
5.4.3 Producción de lodos 175
5.4.4 Generación de biogás 175
5.4.5 Consumo de energía eléctrica 175
5.4.6 Dimensionamiento 175
5.4.7 Líneas de tratamiento 176
5.4.8 Características de las líneas de tratamiento 176
5.5 Dimensionamientos básicos a efectos de comparar tecnologías 179
5.5.1 Bases de partida 179
5.5.2 Consideraciones para las estimaciones de superficie, costos de construcción y de operación y mantenimiento 183
Referencias bibliográficas 192

Capítulo 6 Pozo de gruesos, obra de llegada, pretratamiento, medición de caudal y tratamientos primarios 193

6.1 Pozo de gruesos 196

6.2 Obra de llegada 197

6.2.1 Descripción y fundamentos 197

6.2.2 Criterios de dimensionamiento 198

6.2.3 Operación y mantenimiento 200

6.3 Pretratamiento 200

6.3.1 Desbaste 201

6.3.2 Desarenado 213

6.3.3 Desengrasado 221

6.3.4 Desarenado-desengrasado 224

6.3.5 Características constructivas de las etapas del pretratamiento 226

6.3.6 Operación y mantenimiento de las etapas del pretratamiento 228

6.3.7 Pretratamiento manual ***vs.*** mecanizado 232

6.4 Medición de caudales 233

6.4.1 Medición de caudal en canales abiertos 234

6.4.2 Medidores de caudal en conducciones en carga 236

6.4.3 Operación y mantenimiento 238

6.5 Tratamientos primarios 239

6.5.1 Tanque Sépticos 239

6.5.2 Tanques Imhoff 248

6.5.3 Sedimentación Primaria 258

Referencias bibliográficas 269

MÓDULO 2

Capítulo 7 Tratamientos secundarios 287

7.1 Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) 289

7.1.1 Fundamentos 289

7.1.2 Rendimientos 292

7.1.3 Producción de lodos 293

7.1.4 Generación de biogás 293

7.1.5 Consumo de energía eléctrica 293

7.1.6 Dimensionamiento 293
7.1.7 Línea de tratamiento propuesta 296
7.1.8 Características constructivas 308
7.1.9 Operación y mantenimiento 313
7.1.10 Ventajas e inconvenientes 315
Referencias bibliográficas 316
7.2 Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) 317
7.2.1 Fundamentos 317
7.2.2 Rendimientos 322
7.2.3 Producción de lodos 322
7.2.4 Generación de biogás 323
7.2.5 Consumo de energía eléctrica 324
7.2.6 Dimensionamiento 324
7.2.7 Línea de tratamiento propuesta 334
7.2.8 Características constructivas 346
7.2.9 Operación y mantenimiento 358
7.2.10 Ventajas e inconvenientes 360
Referencias bibliográficas 362
7.3 Lagunas de Estabilización 364
7.3.1 Fundamentos 364
7.3.2 Rendimientos 370
7.3.3 Producción de lodos 375
7.3.4 Consumo de energía eléctrica 376
7.3.5 Dimensionamiento 376
7.3.6 Línea de tratamiento propuesta 388
7.3.7 Características constructivas 403
7.3.8 Operación y mantenimiento 409
7.3.9 Ventajas e inconvenientes 411
Referencias bibliográficas 413
7.4 Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial 415
7.4.1 Fundamentos 415
7.4.2 Rendimientos 419
7.4.3 Producción de lodos 420
7.4.4 Consumo de energía eléctrica 420
7.4.5 Dimensionamiento 420

7.4.6 Líneas de tratamiento propuestas 430
7.4.7 Características constructivas 450
7.4.8 Operación y mantenimiento 457
7.4.9 Ventajas e inconvenientes 458
Referencias bibliográficas 460
7.5 Lombrifiltros 461
7.5.1 Fundamentos 461
7.5.2 Rendimientos 464
7.5.3 Producción de lodos 464
7.5.4 Consumo de energía eléctrica 465
7.5.5 Dimensionamiento 465
7.5.6 Línea de tratamiento propuesta 471
7.5.7 Características constructivas 484
7.5.8 Operación y mantenimiento 492
7.5.9 Ventajas e inconvenientes 493
Referencias bibliográficas 495
7.6 Filtros Percoladores 496
7.6.1 Fundamentos 496
7.6.2 Rendimientos 501
7.6.3 Producción de lodos 503
7.6.4 Consumo de energía eléctrica 503
7.6.5 Dimensionamiento 503
7.6.6 Líneas de tratamiento propuesta 515
7.6.7 Características constructivas 555
7.6.8 Operación y mantenimiento 565
7.6.9 Ventajas e inconvenientes 568
Referencias bibliográficas 569
7.7 Contactores Biológicos Rotativos (CBR) 570
7.7.1 Fundamentos 570
7.7.2 Rendimientos 574
7.7.3 Producción de lodos 574
7.7.4 Consumo de energía eléctrica 575
7.7.5 Dimensionamiento 575
7.7.6 Líneas de tratamiento propuesta 585
7.7.7 Características constructivas 608

7.7.8 Operación y mantenimiento 612
7.7.9 Ventajas e inconvenientes 614

Referencias bibliográficas 615

7.8 Aireación Extendida 617
7.8.1 Fundamentos 617
7.8.2 Rendimientos 620
7.8.3 Producción de lodos 621
7.8.4 Consumo de energía eléctrica 621
7.8.5 Dimensionamiento 621
7.8.6 Línea de tratamiento propuesta 650
7.8.7 Características constructivas 664
7.8.8 Operación y mantenimiento 668
7.8.9 Ventajas e inconvenientes 669

Referencias bibliográficas 670

MÓDULO 3

Capítulo 8 Tratamientos para la eliminación de nutrientes 687

8.1 Nitrificación 690
8.1.1 Oxidación de carbono y nitrificación en una sola etapa 693

8.2 Eliminación de nitrógeno 697
8.2.1 Desnitrificación 697

8.3 Eliminación de fósforo 706
8.3.1 Eliminación biológica de fósforo 706
8.3.2 Eliminación química del fósforo 710

8.4 Eliminación conjunta de nitrógeno y fósforo 712
8.4.1 Proceso A^2/O 713
8.4.2 Reactores SBR 714

Referencias bibliográficas 715

Capítulo 9 Tratamientos de desinfección 717

9.1 Características de las aguas tratadas de las diferentes líneas de tratamiento propuestas, a efectos de su desinfección 721

9.2 Tratamientos de desinfección aplicables a las aguas residuales tratadas 721

9.2.1 Cloración 722

9.2.2 Radiación UV 735

9.2.3 Lagunas de Maduración 751

9.2.4 Humedales Artificiales de Flujo Superficial 755

9.3 Selección de tratamientos para la desinfección de las aguas tratadas 763

9.3.1 Líneas de desinfección propuestas 764

Referencias bibliográficas 772

Capítulo 10 Reúso de las aguas tratadas 775

10.1 Visión general del reúso de las aguas tratadas 777

10.2 Beneficios y riesgos del reúso de las aguas tratadas 780

10.2.1 Riesgos del reúso de las aguas tratadas para la salud 782

10.2.2 Evaluación de riesgos en el reúso de las aguas tratadas 785

10.3 Pautas y normativas sobre el reúso de las aguas tratadas 786

10.3.1 Panorámica general 786

10.4 Estado del reúso de las aguas tratadas en Bolivia y en países limítrofes 797

10.4.1 La situación del reúso de aguas tratadas en Bolivia 797

10.4.2 El reúso de aguas tratadas en Brasil 801

10.4.3 El reúso de aguas tratadas en Chile 801

10.4.4 El reúso de aguas tratadas en Paraguay 802

10.4.5 El reúso de aguas tratadas en Perú 803

10.4.6 El reúso de las aguas tratadas en México 804

10.5 Tecnologías de regeneración 804

10.5.1 Tratamientos fisicoquímicos 805

10.5.2 Filtración 810

10.5.3 Tamices 816

10.5.4 Membranas 818

10.6 Esquema básico de un sistema de reúso 819

Referencias bibliográficas 821

Capítulo 11 Tratamiento de lodos 825

11.1 Producción y características de los lodos 828

11.2 Tecnologías de tratamiento 830

11.2.1 Espesamiento de lodos 832

11.2.2 Estabilización de lodos 842

11.2.3 Acondicionamiento de los lodos 857

11.2.4 Deshidratación de lodos 861

11.3 Líneas de tratamiento de lodos propuestas para los dimensionamientos básicos 900

Referencias Bibliográficas 908

Capítulo 12 Criterios de selección de las líneas de tratamiento 911

12.1 Elementos de los problemas de decisión 915

12.2 Metodología multicriterio aplicada a la selección de tratamientos de las aguas residuales 918

12.2.1 Conocimiento técnico 920

12.2.2 Estudios previos 921

12.2.3 Criterios de selección 921

12.3 Los criterios limitantes 948

12.4 La ponderación de los criterios de selección 950

12.5 La valoración de cada alternativa respecto a cada criterio de selección 951

12.6 La matriz de decisión 952

12.7 La selección final 954

Referencias bibliográficas 955

ANEXOS

Anexo 1 Detalles constructivos 971

Anexo 2 Cuadro de precios 989

Anexo 3 Glosario de términos 995

Anexo 4 Glosario de unidades 1047

Capítulo 4

Información básica para la redacción de proyectos de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR)

Capítulo 4

Información básica para la redacción de proyectos de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR)

La selección y el diseño de las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) vienen condicionados por una serie de factores, que precisan ser conocidos previamente en profundidad para garantizar que las instalaciones a implementar se adecúan convenientemente a las condiciones reales del entorno y a las características de las aguas a tratar.

En este capítulo se relaciona y detalla toda la información básica a recopilar como paso previo, e imprescindible, para la redacción de un proyecto de PTAR.

Para la redacción de este capítulo se han tomado como referencias básicas los siguientes Reglamentos y Normas:

- **Reglamento de Presentación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento.**
- **Norma NB 688. Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial.**
- **Norma NB 689. Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable.**
- **Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable.**

4.1 Normas técnicas existentes

En la fase de redacción del proyecto de una nueva PTAR debe tenerse en cuenta, y respetarse, toda la normativa técnica existente en el país al respecto:

- Ley de Medio Ambiente Nº 1333 (27 de abril de 1992).
- Ley N° 031, Ley Marco de Autonomías y Descentralización ***"Andrés Ibáñez"*** de 19 de Julio de 2010.
- Ley N° 755 de Gestión Integral de Residuos Sólidos.
- Reglamento de Áreas Protegidas.
- Reglamento Básico de Pre-inversión del Ministerio de Planificación del Desarrollo.
- Reglamento de Presentación de Proyectos de Agua Potable y Saneamiento (RT 001 – RT 002) (septiembre 2004, RM Nº 232).
- Reglamentación a la Ley del Medio Ambiente, Decreto Supremo 24176 de diciembre de 1995, compuesta por: el Reglamento General de Gestión Ambiental; Reglamento de Prevención y Control Ambiental; Reglamento en Materia de Contaminación Atmosférica; Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica: Reglamento para Actividades con Substancias Peligrosas y Reglamento de Gestión de Residuos Sólidos.
- Código Boliviano de Hormigón y las normas bolivianas (IBNORCA).
- Reglamento Social de Desarrollo Comunitario del Sector de Agua Potable y Saneamiento. Ministerio de Medio Ambiente y Agua (noviembre 2017, RM Nº 440).
- NB 213, NB 686, NB 687, NB 707, NB 708, NB 763, NB 764, NB 765, NB 888, NB 1069 y NB 1070 Norma de Materiales de Saneamiento Básico. Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico (junio 2007, RM Nº 050).
- NB 495, NB 496, NB 512. Normas del sector del Viceministerio de Servicios Básicos (diciembre 2007 RM Nº 104).

- NB 688. Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial y Reglamentos Técnicos de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial. Viceministerio de Servicios Básicos (junio 2007, RM Nº 049).
- NB 689. Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable y Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable. Viceministerio de Servicios Básicos (diciembre 2007, RM Nº 104).
- NB 777. Diseño y construcción de instalaciones eléctricas interiores en baja tensión.
- NB 14801. Instalaciones eléctricas-estructuras para líneas de media tensión.
- Guías Desarrollo Comunitario. Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico (agosto 2008, RM Nº 075).
- Guía para la Elaboración de Procedimientos Técnicos y Administrativos para Descargas de Efluentes Industriales, Especiales y Lodos al Alcantarillado Sanitario (AAPS).
- Guía Técnica de Diseño y Ejecución de Proyectos de Agua y Saneamiento con Tecnologías Alternativas (diciembre 2010).
- Manuales del Sector de Saneamiento Básico. Viceministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico.
- NB/ISO 5667-10:2019 Calidad del agua – Muestreo – Parte 10: Directrices para el muestreo de aguas residuales (Correspondiente a la norma ISO 5667-10:1992)

4.2 Información de carácter administrativo

Previamente al inicio de la redacción del proyecto de una nueva PTAR, se deberá recopilar toda la información de carácter administrativo y legal, que pueda condicionar la ejecución de las obras.

A este respecto, se deberá tener en cuenta toda la normativa vigente de aplicación, tanto en lo referente a las autorizaciones necesarias para la construcción y operación de las instalaciones de tratamiento y su tramitación ambiental, como a las autorizaciones y normas de calidad a cumplir por los vertidos.

Asimismo, se deberá tener en cuenta toda la planificación sectorial y territorial que pueda condicionar las actuaciones de tratamiento de las aguas residuales, destacando los Planes Maestros de Agua Potable y Saneamiento y los Planes Territoriales de Desarrollo Integral.

4.3 Población servida y población horizonte del proyecto

La determinación de la población servida y de la población horizonte del proyecto constituye un aspecto de importancia capital en el conjunto de la información que debe recopilarse en los estudios previos a llevar a cabo, cuando se plantea una nueva actuación de saneamiento.

Siempre que sea posible debe recopilarse información base sobre la población que habita en la localidad o localidades del área de intervención del proyecto, esta información debe abarcar datos sobre la población, tanto en temporada baja como alta.

Para la estimación de la población del año horizonte se hará uso de los datos oficiales (siempre que estos existan), y los métodos que se recomiendan para el cálculo de la población futura en la Norma NB 688, Diseño de Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Pluvial, los cuales se muestran a continuación en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Métodos recomendados para el cálculo de la población futura.

Método	Fórmula	Observaciones
Aritmético	$P_f = P_0 \left(1+\frac{i \cdot t}{100}\right)$	donde: P_f Población, futura en hab. P_o Población, inicial en hab. i Índice de crecimiento poblacional anual, en porcentaje. t Número de años de estudio o periodo de diseño, en años. L Valor de saturación de la población. m Coeficientes. a Coeficientes. P_0, P_1, P_2 Población correspondiente a los tiempos t_0, t_1 y $t_2 = 2 - t_1$ t_0, t_1, t_2 Tiempo intercensal, en años, correspondiente a la población P_0, P_1, P_2
Geométrico	$P_f = P_0 \left(1+\frac{i}{100}\right)^t$	
Exponencial	$P_f = P_0 \cdot e^{\left(\frac{i \cdot t}{100}\right)}$	
Curva logística	$P_f = \frac{L}{1+m \cdot e^{(a \cdot t)}}$ $L = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - P_1^2}$ $m = \frac{L - P_0}{P_0}$ $a = \frac{1}{t_1} \ln \left[\frac{P_0 (L - P_1)}{P_1 (L - P_0)}\right]$	

De estos métodos:

- El *Método aritmético* supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la migración.

- El *Método geométrico* es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que generan un apreciable desarrollo y que posean importantes áreas de expansión, las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades.

- El *Método exponencial* requiere conocer por lo menos tres censos para poder determinar el promedio de la tasa de crecimiento de la población. Se recomienda su aplicación a poblaciones que muestren apreciable desarrollo y posean áreas de expansión.

- El *Método de la curva logística* admite que el crecimiento de la población obedece a una relación matemática del tipo curva logística, en el cual la población crece de forma asintótica en función del tiempo para un valor de saturación (L). La curva logística tiene tres tramos distintos:

el primero corresponde a un crecimiento acelerado, el segundo a un crecimiento retardado y el último a un crecimiento tendiente a la estabilización. Entre los dos primeros tramos existe un punto de inflexión.

En todos los casos, se debe presentar un gráfico con los resultados obtenidos de los métodos utilizados. El proyectista debe evaluar las tendencias de crecimiento en función de las actividades económicas de la población y recomendar la más apropiada.

La Norma NB 688 recomienda, en función del tamaño de la población a servir por la nueva PTAR, la aplicación de los métodos que se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Método recomendado según el tamaño de la población.

Método recomendado	Hasta 2.000 habitantes	De 2.001 a 10.000 habitantes	De 10.001 a 100.000 habitantes
Aritmético	X	X	
Geométrico	X	X	X
Exponencial		X[1]	X[2]

[1]Sujeto a justificación.
[2]Optativo, recomendable.

La población calculada, según los métodos descritos, debe ser determinada y ajustada de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- Población estable.
- Población flotante: se refiere a la población ocasional que signifique un aumento notable y distinto a la población estable.
- Población migratoria: que depende de las condiciones de planificación sectorial en relación con los recursos naturales, humanos y/o económicos de cada localidad.

Para la determinación del año horizonte del proyecto, es decir, el año para el que debe preverse el dimensionamiento de la PTAR, en principio, se seguirán las recomendaciones de la Norma NB 688, que establece el año horizonte para las plantas de tratamiento que sirvan a poblaciones menores de 20.000 habitantes (15-20 años) y para poblaciones mayores de 20.000 habitantes, (20-30 años).

4.3. Recomendaciones para la determinación del año horizonte del proyecto.

Componentes del sistema	Población menor a 20.000 habitantes (años)	Población mayor a 20.000 habitantes (años)
Interceptores y emisarios	20	30
Plantas de tratamiento	15 a 20	20 a 30
Estaciones de bombeo	20	30
Colectores	20	30
Equipamiento:		
Equipos eléctricos	5 a 10	5 a 10
Equipos de combustión interna	5	5

También, se debe recopilar información sobre las actividades (presentes y futuras) que puedan existir en la población objeto de estudio (tanto de tipo industrial, como ganadero, comercial o de servicios) que viertan a los colectores municipales, y la cuantía y frecuencia de estos vertidos.

En aquellas situaciones en que la población (poblaciones) objeto de estudio presenten fuertes fenómenos de estacionalidad (por tratarse de poblaciones con un fuerte componente turístico), debe estimarse esta población estacional (flotante) en función del grado de ocupación hotelera, número de viviendas adicionales a las viviendas habituales y de otras informaciones complementarias.

Para un adecuado diseño de la red de saneamiento, y también para el caso de que en una población se proponga la construcción de más de una planta de tratamiento, es necesario considerar la distribución espacial de la población y evaluar la densidad poblacional en los distintos barrios para el año horizonte.

La Norma NB 688, en su apartado 1.4.2 "Estudios socioeconómicos y culturales", recoge que a este respecto se debe incluir la población actual y sus características de crecimiento, en este entendido, para proyecciones mayores o iguales a 20 años, dada la dificultad de conocer con exactitud la evolución demográfica de la población, en caso de que la población calculada para el año horizonte supere en más del 50% a la población inicial, se recomienda ejecutar los proyectos por fases bajo las siguientes consideraciones:

- La adquisición de terrenos debe contemplar el área necesaria para la ejecución de la primera fase y las futuras ampliaciones.

- La determinación de periodos de implementación para cada fase de construcción (por ejemplo: 3 fases de 10 años o 2 fases de 15 años)

deberá considerar el crecimiento poblacional esperado y la disponibilidad de recursos para los periodos seleccionados.

- El dimensionamiento de los componentes a ejecutar por fases debe permitir una operación adecuada de la planta de tratamiento en su conjunto en la primera etapa y considerar aspectos constructivos que permitan las ampliaciones progresivas de la planta hasta el año horizonte.

- El dimensionamiento de las estaciones de bombeo al año horizonte del proyecto, debe establecer fases para el equipamiento (adquisición de bombas, variadores de frecuencia y otros) considerando la vida útil de cada elemento.

- El presupuesto general del proyecto debe realizarse por módulos para facilitar la división de la etapa de ejecución por fases.

- El proyectista debe establecer de forma detallada las condiciones necesarias para la puesta en marcha, operación y mantenimiento de la primera fase y de manera general las líneas de tratamiento que irán entrando en funcionamiento de manera progresiva.

4.4 Instalaciones existentes de abastecimiento, alcantarillado y tratamiento de aguas residuales

Puesto que las aguas residuales a tratar en la PTAR procederán, en su mayor parte, de las aguas de abastecimiento tras su uso por la población, a la hora de plantearse un nuevo proyecto de tratamiento de las aguas residuales urbanas deben conocerse en profundidad las características de los sistemas de abastecimiento y de alcantarillado existentes en el área de intervención.

En el caso del sistema de abastecimiento se analizarán los depósitos de almacenamiento y las redes de distribución, recopilando información sobre su capacidad, su estado de conservación, su nivel de cobertura y las horas y calidad del servicio, dado que todo ello puede condicionar fuertemente las características de las aguas residuales a tratar en la nueva PTAR, e incidir decisivamente en la sostenibilidad de todo el sistema.

En el caso concreto de las redes de alcantarillado del área de intervención, deben analizarse los aspectos siguientes:

- **El tipo de alcantarillado sanitario existente (combinado, separado):** el tipo de alcantarillado ejerce una gran influencia sobre los caudales y calidades de las aguas residuales a tratar en la PTAR. En el caso de los alcantarillados sanitarios combinados y separados que presenten un elevado número de conexiones erradas, en los momentos de lluvia se producirán fuertes distorsiones en los caudales y características de las aguas residuales que llegan a la PTAR, en comparación con los períodos secos.

- **El grado de cobertura de alcantarillado sanitario y pluvial:** permite conocer si la red de alcantarillado se extiende por todo el casco urbano al que dará servicio la PTAR o, si por el contrario, aún quedan zonas del mismo en el que no se recogen las aguas residuales generadas por los vecinos.

- **El porcentaje de conexión de las viviendas existentes a la red de alcantarillado:** permite conocer cuál es la población que realmente está vertiendo sus aguas residuales a la red de alcantarillado existente. En aquellos casos en los que el saneamiento se construya conjuntamente con la planta de tratamiento, es muy conveniente estimar como se irán produciendo las conexiones de las viviendas a la red. Si las condiciones de funcionamiento de los primeros años de las instalaciones van a estar muy alejadas de las de diseño, será necesario tenerlo en cuenta en aspectos tales como el número de bombas a instalar.

- **La previsión de cobertura futura y tasas de conexión hasta el año horizonte del proyecto**.

- **El estado de la red de alcantarillado, materiales empleados y su antigüedad:** el conocer el estado de la red de alcantarillado, aspecto íntimamente ligado a la antigüedad del mismo, permite estimar el grado de las posibles infiltraciones como consecuencia de deficiencias en sus juntas, o del propio estado del material en que estén ejecutados los colectores.

- **El volumen de infiltraciones a la red:** relacionado directamente con el nivel freático de la zona y con el estado de los colectores y cámaras de

registro, como se ha comentado en el anterior apartado. También se dan con frecuencia situaciones en que se ha procedido a derivar a la red de alcantarillado manantiales y fuentes. Esto incrementa notablemente los caudales de las aguas a tratar, a la vez que disminuye su concentración. En caso de ser preciso proceder al bombeo de las aguas residuales, estos incrementos de caudal llevan aparejado el correspondiente incremento de los costos energéticos y de operación y mantenimiento. Además, estos incrementos también repercuten en el dimensionamiento de determinados elementos de las PTAR.

- **Las conexiones erradas que pueda presentar el alcantarillado:** entendidas estas como conexiones domiciliarias de aguas residuales al alcantarillado pluvial, o viceversa, de acuerdo con la definición recogida en la norma NB 688, en el caso de los alcantarillados sanitario separado. El conocer la magnitud de las conexiones erradas permite estimar el grado de dilución y el incremento de caudal que experimentarán las aguas residuales generadas en la población a servir, antes de su llegada a la PTAR.

- **Las estaciones de bombeo:** el conocimiento de las posibles estaciones de bombeo con las que cuenten las redes de alcantarillado del área de influencia de la PTAR permite evaluar los costos de operación y mantenimiento de estas infraestructuras y determinar si las aguas a tratar precisan ser bombeadas para ser conducidas a la PTAR.

A todo este respecto, deben recopilarse planos de las infraestructuras existentes (redes, conexiones domiciliarias, estaciones de bombeo, aliviaderos, etc.), e información sobre los posibles proyectos de ampliación de las citadas infraestructuras de alcantarillado.

Igualmente, es preciso recopilar información sobre la población no conectada a sistemas colectivos (saneamiento *"in situ"*), sobre la gestión de los vaciados de los sistemas individuales y sobre la cobertura y estado de los sistemas de drenaje de las aguas pluviales.

4.5 Gestión de los sistemas de abastecimiento y saneamiento

Es fundamental, antes de proceder a la construcción de una nueva PTAR, asegurar su sostenibilidad a lo largo de toda su vida útil, por lo que en el Informe Técnico de Condiciones Previas (ITCP) del proyecto deben analizarse los siguientes aspectos relacionados con este tema:

- Cuáles serán los costos de construcción, operación y mantenimiento de la línea de tratamiento seleccionada, considerando la vida útil de cada componente, particularmente en el caso de estaciones de bombeo y equipamiento

- Cómo se financiarán estos costos, para lo que debe realizarse un estudio económico-financiero en el que se definan las tarifas/subvenciones necesarias que garanticen el funcionamiento continuo de la instalación de tratamiento. También se deberá investigar la capacidad económica de la población y su disposición al pago del servicio.

- Cómo se gestionarán los subproductos que se generarán en la instalación de tratamiento, con especial atención a los lodos producidos.

- Cuál es la capacidad de gestión, técnica y económica, de la entidad de la que dependerá la PTAR.

- Se debe consensuar un sistema de gestión que garantice la sostenibilidad del servicio.

La Norma NB 688, en su apartado 1.4.2 "Estudios socioeconómicos y culturales", recoge que a este respecto se deben incluir la evaluación de la condición económica de la población y el tipo de suministro de servicios y su cobertura.

En el caso de las pequeñas poblaciones, dada sus limitaciones técnicas y económicas para hacer frente a la gestión de las PTAR, sería muy conveniente adoptar un sistema de gestión mancomunada, en el que varias localidades se agrupan para compartir la gestión de sus infraestructuras de saneamiento. Este sistema de gestión disminuye los costos de operación y mantenimiento de las PTAR, a la vez que permite disponer de un personal especializado que asegure el correcto funcionamiento de todas las infraestructuras de depuración.

4.6 Condicionantes para la selección del terreno en el que ubicar la PTAR

La selección del terreno en el que se construirá la futura PTAR constituye un aspecto de suma importancia, dado que una buena elección de la ubicación lleva aparejada una disminución de los costos de inversión y, especialmente, de los de operación (caso de los terrenos que permiten que las aguas a tratar lleguen por gravedad y/o posibiliten la construcción de tecnologías de carácter extensivo).

Entre los condicionantes que deben ser analizados sobre la zona en que se ubique una futura PTAR, cabe destacar los siguientes:

- **La superficie disponible** para la construcción de la PTAR puede constituir un factor limitante en la consideración de determinados tratamientos, dado que las tecnologías de carácter extensivo tienen mayores requisitos de superficie que las intensivas.

- El **costo de los terrenos disponibles** para la construcción de la PTAR y la identificación de la necesidad, o no, de realizar expropiaciones o servidumbres, tanto para la propia PTAR, como para la construcción de los emisarios de entrada y salida de la misma. La necesidad de recurrir a expropiaciones o servidumbres es un condicionante que puede alargar en el tiempo el proceso de ejecución de una PTAR.

- **La distancia de los terrenos elegidos para la construcción de la PTAR a la red de emisarios existentes y la distancia de estos terrenos hasta los posibles puntos de vertido de las aguas tratadas,** pues es un aspecto que influye notablemente el costo final de implementación de la PTAR.

- La **topografía del área tributaria,** que permitirá determinar la necesidad de recurrir a estaciones de bombeo para llevar las aguas a tratar hasta la PTAR, y/o para evacuar las aguas tratadas hasta el medio receptor.

- La **identificación de las vías de acceso** a los terrenos seleccionados para la construcción de la PTAR. Para llevar a cabo las necesarias labores de operación y mantenimiento, se precisa el acceso continuo a las instalaciones de tratamiento, por lo que se hacen necesarias vías que permitan este acceso con seguridad y comodidad durante todas las épocas del año.

- La **identificación de los puntos de conexión a la red eléctrica y a la red de agua potable.** Para dotar a las PTAR de la corriente eléctrica necesaria para los propios procesos de depuración, o bien para la iluminación de las instalaciones en horas nocturnas, se precisa conocer los puntos de conexión a la red eléctrica más próximos a los terrenos seleccionados para la implementación de la instalación de tratamiento.

  Igualmente, es necesario determinar los puntos de conexión a la red de agua potable, para dotar de este servicio necesario a la PTAR.

  Cuando más lejos se encuentren estos puntos de conexión, más se incrementarán los costos y los posibles efectos ambientales negativos.

- **Las características geotécnicas y topográficas** de los terrenos seleccionados para la construcción de la PTAR. El conocimiento de estas características es básico a la hora de seleccionar el tipo de tecnología de tratamiento que mejor se adapta a las mismas. Terrenos fáciles de excavar, con suficiente capacidad portante y cuya topografía permita que el agua residual a tratar discurra por gravedad a través de las distintas etapas del proceso de tratamiento, son los que presentarán unas características más favorables para acoger una instalación de tratamiento.

- La **determinación del nivel freático.** Las condiciones estacionales del nivel freático (época de lluvia y estiaje), en época de lluvias, el nivel freático determina la profundidad de suelo no saturado para pozos de infiltración, el tipo de tratamiento, el tipo de impermeabilizante a emplear e incluso facilidades en la construcción.

- **La determinación de los niveles esperados de crecida.** La realización de los pertinentes estudios de inundabilidad evitará sorpresas desagradables posteriores, que son relativamente frecuentes, dado que para que las aguas a tratar discurran por gravedad hasta las PTAR, en ocasiones estas se colocan en zonas afectadas por las crecidas de las masas de agua. Asimismo, debe considerarse la gestión de riesgos de la PTAR, según lo indica el Reglamento de Preinversión vigente.

- Las posibles **afecciones ambientales en el entorno.** Entre los aspectos relacionados con las posibles afecciones que la construcción de una nueva PTAR pueda ejercer sobre el entorno en que se ubique, cabe destacar:

- La cercanía de los terrenos seleccionados para la construcción de la PTAR a zonas habitadas o a espacios públicos, al objeto de minimizar los posibles impactos negativos relacionados con olores, ruidos y el propio impacto visual, que la construcción del propio sistema de tratamiento pueda acarrear. Deben adecuarse los tratamientos de depuración al entorno, respetándolo.

- La posible ubicación de los terrenos elegidos para la construcción de la PTAR en zonas catalogadas como protegidas. En todos los casos, adicionalmente a la evaluación medioambiental establecida en la normativa vigente, se deberá analizar con mayor énfasis el grado de protección medioambiental establecido para las masas de agua en las que vaya a realizarse el vertido de la zona protegida.

- El caudal a verterse en relación al caudal del cuerpo receptor. De acuerdo con el Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica (RMCH), (Artículo 48): ***"El caudal de captación de agua y el caudal de descarga de aguas residuales crudas o tratadas deberán ser, como promedio diario, menores al 20% del caudal mínimo diario del río, con un período de retorno de 5 años"***. A este respecto, el Artículo 45 del RMCH, recoge que ***"las descargas de aguas residuales crudas o tratadas que excedieren el 20% del caudal mínimo de un río, podrán excepcionalmente, y previo estudio justificado, ser autorizadas por el Prefecto (actual Gobernador), siempre que: a) no causen problemas de erosión, perjuicios al curso del cuerpo receptor y/o daños a terceros; b) el cuerpo receptor, luego de la descarga y un razonable proceso de mezcla, mantenga los parámetros que su clase establece"***. Por último, el Artículo 44 de este Reglamento, especifica que ***"En ningún caso se permitirán descargas instantáneas de gran volumen de aguas residuales crudas o tratadas, a ríos. Estas deberán estar reguladas de manera tal que su caudal máximo, en todo momento sea menor o igual a 1/3 (un tercio) del caudal del río o cuerpo receptor"***.

En este sentido, para el diseño de una planta de tratamiento, es vital realizar un aforo al caudal del cuerpo receptor en época de lluvia y época de estiaje.

Se deberá recopilar información básica, tanto cartográfica como fotográfica, de los posibles terrenos seleccionados, en primera instancia, para la ubicación de

la PTAR. Si es posible, se deberán incluso caracterizar los terrenos realizando un sondeo geotécnico, o al menos una calicata.

Una vez que se haya llevado a cabo el estudio comparativo de los terrenos disponibles, y que se haya seleccionado el que reúna las mejores prestaciones, será el momento de elaborar un completo estudio topográfico del mismo, definiendo los puntos límites de la obra de construcción de la PTAR: punto de conexión con la red de emisarios, punto de vertido y punto de conexión con el suministro eléctrico. Estos estudios deben realizarse antes del estudio de alternativas de los procesos de tratamiento a construir (ver Capítulo 12).

En el caso de que se pretenda reutilizar el agua depurada, en este estudio se incluiría información sobre el punto de entrega del agua regenerada (agua que, una vez tratada, se ha sometido a un tratamietno de mejora de su calidad, al objeto de adaptarla a la opción de reúso que se haya seleccionado), el uso que se le otorgará (riego para agricultura, uso recreativo, etc), así como la demanda y periodicidad de uso.

4.7 Condicionantes climáticas y geográficas del área de intervención

Las características climáticas de la zona elegida para la construcción de la futura PTAR ejercen una notable influencia sobre el comportamiento de las diferentes tecnologías de tratamiento disponibles, y pueden llegar a ser un factor limitante para la construcción de algunas de ellas. Esto justifica la importancia de la recopilación, con carácter previo, de la información de las características climatológicas del área de intervención. La información básica que debe recopilarse a este respecto es la siguiente:

- Las temperaturas medias, máximas y mínimas mensuales (servirán para estimar las temperaturas de las aguas a tratar).
- La precipitación media mensual y anual.
- Las horas de sol mensuales.
- La radiación solar incidente.
- La humedad relativa ambiente mensual.

- La evaporación mensual.
- La caracterización de las tormentas (intensidad-duración) y de sus períodos de retorno.

En lo referente a las características geográficas del área de intervención, la altitud y el relieve topográfico constituyen los parámetros más relevantes.

El hecho de que en Bolivia, las diferentes zonas ecológicas (Altiplano, Valles y Llanos) presenten características climáticas y altitudes muy distintas han aconsejado que, para la elaboración de la presente guía, la selección de las posibles tecnologías de tratamiento a implantar, así como su propio diseño, se relacionen con las características climáticas propias de estas zonas. La Tabla 4.4 muestra estas características, junto con las altitudes, para las tres zonas ecológicas consideradas.

Tabla 4.4. Características climáticas y altitudes de las zonas ecológicas bolivianas.

Zonas ecológicas	Gradiente altitudinal (m.s.n.m.)	Temperatura			Precipitación media (mm/a)
		Mínima (°C)	Media (°C)	Máxima (°C)	
Altiplano	3.200	-5,6	8,5	18,1	385
Valles	800 - 3.200	2,5	18,6	26,5	857
Llanos	< 800	14,5	25,5	31,2	1.456

4.8 La gestión de las aguas de lluvia

En los sistemas de alcantarillado sanitario, y en los de carácter separado en mal estado o con un gran número de conexiones erradas, las aguas de lluvia recogidas en los momentos de alta precipitación originan serios problemas en la operatividad normal de las PTAR, dado que incrementan de forma importante, y súbita, los caudales de aguas a tratar que llegan a las mismas. Además, estas aguas, en estos momentos de lluvia, arrastran una gran cantidad de arenas y otro tipo de sólidos que con el tiempo se han ido depositando en la solera de los colectores y emisarios. A todo ello hay que añadir, que se ha comprobado, que las aguas de lluvia que se recogen en los primeros 20-30 minutos de un periodo de precipitación se encuentran tan contaminadas, o más, que las propias aguas residuales de tipo medio que habitualmente ingresan a las PTAR, debido al efecto de lavado que estas primeras aguas de lluvias ejercen sobre vías, edificios, vehículos, etc. *(Puertas et al., 2008)*.

Por ello, la correcta gestión de las aguas de lluvia constituye un aspecto de suma importancia a la hora de reducir al máximo el impacto que provocan sobre los medios receptores los caudales en exceso, provocados por las precipitaciones, y que no pueden ser tratados en las PTAR al superarse su capacidad de diseño. Esta gestión engloba la aplicación de estrategias, tanto en la red de alcantarillado *(Stahre y Urbonas, 1990)*, como a la entrada de la propia PTAR.

Es normal que las obras de llegada a la PTAR se diseñen de forma que en periodos de lluvia se comience a derivar parte del afluente por el aliviadero (by-pass) construido en dicha obra, cuando los caudales de estas aguas superen en 4-6 veces el caudal medio horario de diseño de la PTAR, para instalaciones de tamaño mediano/grande *(Ranchet y Ruperd, 1983).*

En ocasiones, se recomienda pasar por el pretratamiento un caudal superior al caudal punta en tiempo seco, para evitar el vertido al cauce receptor de una parte importante de sólidos, arenas y grasas. En este caso, se diseña el el pretratamiento (que podrá ser único o modular de acuerdo condiciones de funcionamiento manual o automatizado) con capacidad para 5 ó 6 veces el caudal medio y se construye un aliviadero a la salida del mismo, de forma que al tratamiento sólo pase un caudal equivalente al punta en tiempo seco. Otras opciones pasan por construir en cabecera de las PTAR tanques de tormenta, o tanques ecualizadores, que permitan almacenar los caudales excedentes generados en los primeros 20-30 minutos de lluvia para, una vez finalizado el periodo de precipitaciones intensas, proceder al tratamiento paulatino de estas aguas en la PTAR *(Temprano et al., 1997).*

La medida adoptada dependerá no solamente de los costos de construcción, pues también deben considerarse aspectos como la capacidad instalada para la operación y mantenimiento de la PTAR y las redes de alcantarillado sanitario y pluvial, la disponibilidad de terrenos para la construcción de los tanques y/o ampliación de los sistemas de pretratamiento, etc.

4.9 Características del agua residual a tratar (caudales y cargas contaminantes), en los distintos horizontes temporales previstos

Las PTAR deben dimensionarse para que sean capaces de tratar el caudal y la carga contaminante que se generan en la población (poblaciones) a las que

prestan servicio, alcanzado los niveles de calidad de vertido que exija la normativa de aplicación.

Para ello se hace preciso, en los estudios previos para la redacción del proyecto de una nueva planta de tratamiento, cuantificar los caudales y características de las aguas a tratar, sus oscilaciones diarias y estacionales y sus posibles perspectivas de crecimiento.

Debe tenerse en cuenta, que las aguas residuales a tratar en la futura PTAR pueden tener diferentes orígenes (doméstico, industrial, ganadero, pluvial, etc.). De todos estos posibles orígenes, el doméstico siempre estará presente y el resto lo estará en mayor o menor medida, en función de las propias características de la población servida (actividades industriales y agroindustriales) y del tipo y estado de la red de alcantarillado.

La correcta determinación de los caudales y cargas de las aguas residuales que van a ser tratados en la PTAR, tanto en el momento actual, como en al año horizonte del proyecto, es de capital importancia, dado que estos caudales y cargas influyen de forma diferente en el dimensionamiento de cada etapa de tratamiento de la planta de tratamiento. Así:

- El caudal máximo horario influye sobre el dimensionamiento hidráulico del pretratamiento, estaciones de bombeo, tratamiento primario, sedimentadores secundarios, etc.

- Las cargas máximas horarias influyen en el dimensionamiento de la capacidad de oxigenación en los tratamientos mediante Lodos Activados y sus diferentes modalidades.

- Las cargas máximas diarias influyen sobre el dimensionamiento del tratamiento secundario.

- Las cargas máximas semanales influyen sobre el dimensionamiento de la línea de lodos.

- La carga media semanal influye sobre el cálculo de los consumos energéticos y de reactivos, así como de la producción de lodos y de los sistemas de almacenamiento de los mismos.

En aquellos casos en que la intervención se centre en la ampliación de las instalaciones de tratamiento ya existentes, puede que se cuente con la experiencia e información suficiente y contrastada sobre los caudales y calidades de las aguas residuales a tratar en la PTAR existente, así como las eficiencias reales de depuración y estado de cada una de las etapas de tratamiento, por lo que no será necesario proceder a la realización de campañas de aforo y muestreo de las mismas *(Santateresa, 2018)*.

Si se trata de construir una nueva PTAR, y ya se cuenta con el emisario (emisarios) que transportará las aguas residuales hasta la futura planta de tratamiento, será necesario proceder a la realización de las correspondientes campañas de aforo y muestreo, al objeto de poder disponer de la información necesaria para el correcto dimensionamiento de la nueva planta.

En la determinación de los caudales y cargas a tratar en las PTAR, debe tenerse también en cuenta los posibles retornos de la Línea de Lodos (sobrenadantes de espesadores, lixiviados de la deshidratación de lodos) y de los tratamientos de desinfección (agua del lavado de los filtros), así como los posibles vertidos de sistemas de recolección de lodos fecales de fosas sépticas y de otros sistemas de tratamiento individual que existen en la zona tributaria (sistemas regulados por la autoridad competente).

4.9.1 Campañas de aforo y muestreo de las aguas residuales

Las campañas de aforo y muestreo, que permiten el conocimiento de los caudales y calidades de las aguas residuales a tratar en la futura PTAR, se llevarán a cabo en los principales puntos de vertido que en la actualidad emplee la población (poblaciones) a servir para la evacuación de sus desechos líquidos y siempre mediante muestras compuestas. En los puntos de vertidos de menor importancia se procederá a la medición de caudales y a la toma de muestras de forma puntual.

En la programación de la ejecución de una campaña de aforo y muestreo de aguas residuales es preciso tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Se debe analizar la red de alcantarillado para identificar los puntos de vertido en los que se procederá a la medición de caudales y toma de muestras de las aguas circulantes.

- Se debe definir la duración de la campaña de aforo y muestreo. Lo ideal sería disponer de un registro a lo largo de todo un año, antes de proceder a la redacción del proyecto de la PTAR. Dado que esto no suele ser factible, se debería programar una campaña de aforo y muestreo que cubriese las épocas del año más representativas (época seca, época de lluvias, época de crecimiento estacional de la población, etc.), intentando caracterizar la semana más cargada del año en tiempo seco y la semana con mayor precipitación en época de lluvias.

- Se debe definir el sistema que se empleará para la medición y registro en continuo de los caudales de aguas residuales. Para ello, se puede recurrir al empleo de métodos área/velocidad, recurriendo a caudalímetros portátiles equipados con equipos doppler. En este caso, cuando se deben medir caudales pequeños, se requiere el empleo de superficies de control, generalmente vertederos triangulares, debido a que el sensor no queda sumergido, o queda escasamente sumergido, y las turbulencias en el sensor hacen imposible la medida.

- En caso de no poder aplicar estos métodos, se puede proceder a la medida de caudales aplicando métodos distancia/tiempo, añadiendo un colorante (u objeto flotante) a las aguas y viendo el espacio que recorre la mancha coloreada (o el objeto flotante) en un tiempo dado. Determinada la velocidad de movimiento de las aguas, y conocida la superficie de la sección que estas ocupan en el colector/conducto, puede determinarse el caudal de las aguas circulantes.

- En el caso de caudales de escasa cuantía también puede recurrirse al empleo de métodos volumétricos para la medición de los caudales de aguas residuales. Para ello, se determina el tiempo que tarda en llenarse con estas aguas un recipiente de volumen conocido. Estos métodos no se recomiendan para caudales superiores a 5 L/s.

- Se debe definir el sistema que se empleará para la toma de muestras. De ser posible, se aconseja trabajar con muestras compuestas, recogidas mediante el empleo de equipos tomamuestras automáticos.

- Se debe definir la frecuencia con la que se llevará a cabo la toma de muestras. Lo habitual es proceder a la toma de una muestra de las aguas residuales circulantes cada hora, y como mínimo cada cuatro horas.

- Se deben definir los parámetros a analizar. Estos parámetros deberían ser al menos: aceites y grasas, sólidos en suspensión totales (SST), DBO_5, DQO, N_T, P_T y coliformes fecales. Igualmente, se medirán "in situ": pH, temperatura y conductividad eléctrica.

En la etapa de recopilación de información, el proyectista debe analizar la existencia de industrias que viertan a la red de alcantarillado, así como su tipo de actividad, la cuantía y periodicidad de sus vertidos.

Los caudales y cargas aportados por las actividades industriales, agrícolas, comerciales y de servicios, se pueden estimar teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Identificando, en la etapa de estudios previos al proyecto, las actividades de este tipo existentes y las previstas en la zona a la que dará servicio la nueva PTAR.

- Caracterizando los efluentes generados por este tipo de actividades, analizando sus variaciones estacionales y comprobado si este tipo de vertidos se someten a algún tipo de tratamiento previo antes de su incorporación a la red de alcantarillado. Esta información se tomará de la institución responsable del control de vertidos industriales a los colectores (si existe), o de las entidades que realizan dichos vertidos. Muchas EPSA, en colaboración con entes municipales, cuentan con reglamentos para los efluentes industriales. En todo caso, el proyectista deberá indagar si existe un ente que aplique la norma y si se hace con efectividad.

La estimación de los caudales por infiltración, cuya aportación puede ser muy importante, principalmente en los periodos de lluvia y en aquellos casos en que el nivel freático se encuentre alto, puede llevarse a cabo a partir de los caudales mínimos nocturnos, momento en que la actividad humana es muy reducida y, por tanto, es muy baja la aportación de aguas residuales domésticas a la red de alcantarillado.

4.9.2 Estimación de los caudales y cargas a tratar en la PTAR

Cuando no sea factible proceder a la realización de campañas de aforo y muestreo para la caracterización de las aguas a tratar en la futura PTAR, porque aún no existe la red de alcantarillado, puede procederse a una estimación de los caudales y de la composición de estas aguas.

Para ello, en el caso de la estimación de los caudales, se puede partir de los datos de abastecimiento de agua potable en el área tributaria de la PTAR. Esta información, junto al conocimiento de la población servida, nos permite estimar la dotación de agua potable (L/habitante/día).

Aplicando un coeficiente de retorno, que tiene en cuenta la fracción de agua potable consumida que se transforma en agua residual, y que oscila generalmente entre 0,6-0,8, se efectúa la conversión de la dotación de agua potable en dotación de agua residual.

Finalmente el caudal de diseño contempla la inclusión del caudal por infiltración, el cual es determinado en base a la longitud de los colectores, aplicando coeficientes de acuerdo al material de los mismos y el tipo de unión según se indica en la NB 688.

La norma NB 688, establece las dotaciones medias diarias (L/habitante/día) de agua potable, para las distintas zonas ecológicas y para los siguientes rangos de población: hasta 500; de 501 a 2.000; de 2.001 a 5.000; de 5.001 a 20.000; de 20.001 a 100.000 y de más de 100.000 habitantes, de acuerdo con la Tabla 4.5.

Tabla 4.5. Dotaciones (L/hab/d) de agua potable por zona ecológica y rango de población.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	<500	501 - 2.000	2.001 - 5.000	5.001 - 20.000	20.001 - 100.000	>100.000
Altiplano	30 - 50	30 - 70	50 - 80	80 - 100	100 - 150	125 - 200
Valles	50 - 70	50 - 90	70 - 100	100 - 140	150 - 200	200 - 250
Llanos	70 - 90	70 - 110	90 - 120	120 - 180	200 - 250	250 - 350
	(1)			(2)		

(1) Justificar a través de un estudio social. (2) Justificar a través de un estudio socio-económico.

Con relación a estas dotaciones de agua potable, debe puntualizarse que del análisis efectuado a partir de los informes anuales de AAPS, para los años 2015-2016, las dotaciones reales para las poblaciones de mayor tamaño son inferiores a las que se recogen en la tabla.

La misma Norma NB 688 recoge que el caudal de diseño de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario doméstico del día máximo, los aportes por infiltraciones lineales y conexiones erradas y los caudales de descarga controlada. El caudal de diseño es igual a:

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{inf} + Q_{CE} + \sum Q_{DC}$$

Siendo:

Q_{DT}: caudal de diseño (L/s)
Q_{MH}: caudal máximo horario doméstico (L/s)
Q_{IN}: caudal por infiltración (L/s)
Q_{CE}: caudal por conexiones erradas (L/s)
Q_{DC}: caudal de descarga concentrada (L/s)

El caudal máximo horario del día se debe estimar a partir del caudal medio diario, mediante el uso del coeficiente de punta "M" y para las condiciones inicial y final del proyecto. El caudal máximo horario está dado por:

$$Q_{MH} = M \cdot Q_{MD}$$

Siendo:

Q_{MH}: caudal máximo horario doméstico (L/s)
M: coeficiente de punta adimensional
Q_{MD}: caudal medio diario doméstico (L/s)

La contribución del caudal de descarga concentrada generalmente proviene de industrias, establecimientos comerciales e instituciones públicas y, también, de las áreas de expansión previstas en el proyecto.

La Norma NB 688 define las directrices para el cálculo de los caudales máximo horario, de infiltración, de conexiones erradas (5 % al 10 % del caudal máximo

horario de las aguas residuales domésticas) y de descarga concentrada, así como del coeficiente de retorno (0,6-0,8). Este coeficiente depende, entre otros factores, de la dotación, siendo previsibles mayores coeficientes de retorno a mayores dotaciones.

Para la estimación de las cargas a tratar en la futura PTAR puede hacerse uso de la Tabla 4.6. En esta tabla las cargas unitarias de sólidos en suspensión, DBO_5 y DQO se han obtenido del estudio de un número considerable de campañas de muestreo analizadas en los correspondientes Grupos de Trabajo de esta guía. El resto de cargas unitarias se basan en estimaciones a partir de las anteriores.

A partir de estas cargas unitarias de contaminantes, y de las dotaciones de aguas residuales (determinadas como se ha especificado anteriormente), pueden estimarse las concentraciones de las aguas residuales a tratar en la nueva PTAR, dividiendo las primeras por las segundas.

En el caso de los coliformes fecales se puede emplear como valor de referencia, a efectos de estimación, la concentración de 10^7 NMP/100 mL en las aguas residuales urbanas.

Tabla 4.6. Cargas unitarias (g/hab/d) de contaminantes por zona ecológica y rango de población.

	Población (habitantes)		
Zona ecológica	1.000 - 2000	2.001 - 10.000	10.001 - 50.000
	Cargas contaminante SS (g SS/hab/d)		
Altiplano	20 - 35	30 - 45	40 - 50
Valles y Llanos	30 - 45	40 - 50	45 - 55
	Cargas contaminante DBO5 (g DBO5/hab/d)		
Altiplano	20 - 35	30 - 45	40 - 50
Valles y Llanos	30 - 45	40 - 50	45 - 55
	Cargas contaminante DQO (g DQO/hab/d)		
Altiplano	30 - 55	50 - 70	65 - 90
Valles y Llanos	50 - 75	70 - 90	85 - 110
	Cargas contaminante N (g N/hab/d)		
Altiplano	4 - 7	6 - 10	9 - 12
Valles y Llanos	7 - 10	9 - 11	10 - 13
	Cargas contaminante P (g P /hab/d)		
Altiplano	0,8 - 1,3	1,2 - 1,5	1,4 - 2,0
Valles y Llanos	1,2 - 1,5	1,4 - 1,8	1,6 - 2,1

4.10 Calidad exigida al efluente tratado

Los requisitos exigibles en Bolivia a los efluentes tratados en las PTAR se recogen en el Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica (RMCH), que reglamenta la Ley de Medio Ambiente Nº 1333 de 27 de abril de 1992, en lo referente a la prevención y control de la contaminación hídrica en el marco del Desarrollo Sostenible.

En este Reglamento, en el Cuadro Nº A-1, se muestran los Valores Máximos admisibles de parámetros en Cuerpos Receptores. Este cuadro contempla 80 parámetros, para los que se especifican los valores máximos de acuerdo a la clasificación establecida de los cuerpos de agua según su aptitud de uso: clases A, B, C y D, de mayor a menor calidad. Debe hacerse constar que se trata de valores de inmisión, medidos, por tanto, en los cuerpos receptores.

El Anexo A del mencionado Reglamento, establece en su Artículo 2, que "*las muestras para el control de las descargas de las industrias deberán ser tomadas a la salida de las plantas de tratamiento, inmediatamente después del aforador de descargas, y las destinadas al control de la dilución en el cuerpo receptor, a una distancia entre 50 y 100 m del punto de descarga y dentro del cuerpo receptor*".

Adicionalmente, el Artículo 3, recoge que "*la mezcla de agua producto de una descarga y de un río debe regirse por la ecuación (1). Para cualquier parámetro de calidad, el valor total de la mezcla debe ser siempre menor que el establecido por la clase de río que corresponda*".

$$P_{xf} = \frac{P_{xi}Q_i + P_{xr}Q_r}{Q_i + Q_r} \quad (1)$$

Donde:

P_{xf}: parámetro de mezcla
P_{xl}: parámetro de descarga
P_{xr}: parámetro del río, en el punto sin impacto
Q_i: caudal de descarga
Q_r: caudal del río

Si en el Cuadro Nº A-1, nos centramos en la clasificación CLASE "D" (*aguas de calidad mínima, que para consumo, en los casos extremos de necesidad pública, requieren un proceso inicial de presedimentación, pues pueden tener*

una elevada turbiedad por elevado contenido de sólidos en suspensión, y luego tratamiento físico químico completo y desinfección bacteriológica especial contra huevos y parásitos intestinales), los valores máximos admisibles de los parámetros de relevancia para las aguas residuales urbanas son los que se muestran en la tabla adjunta.

Tabla 4.7. Valores máximos admisibles (CLASE D) según Cuadro Nº A-1 del RMCH.

Parámetro	Valor máximo
DBO_5 (mg/L)	<30
DQO (mg/L)	<60
Amoniaco (mg NH_3/L)	4
Nitrógeno total (mg N/L)	12
Nitrato (mg NO_3/L)	50,0
Nitrito (mg N/L)	1,0
Fosfato total (mg PO_4/L)	1,0
Coliformes fecales (NMP/100 mL)	<5.000 y < 50.000 en el 80% de las muestras

Nota: no se recogen los valores de los sólidos en suspensión, pero sí de los "sólidos sedimentarios".

Para conocer los límites a imponer en cada vertido debe emplearse la ecuación (1), para cuya aplicación es preciso conocer, en cada caso concreto, el caudal y la calidad del cauce receptor.

Por otro lado, el Artículo 72 del RMCH, recoge que *"en tanto sean definidas las Clases a las que hacen referencia los Art. 4, 5, 6 y 7 del presente reglamento, regirán los parámetros y sus respectivos valores límite, incluidos en el Anexo A-2. Una vez determinada la Clase de un determinado cuerpo de agua, se aplicará los criterios de evaluación de impacto ambiental y de adecuación ambiental, en base a los límites establecidos en el Cuadro A-1 -Anexo A- del presente reglamento"*.

El Anexo A-2 recoge los límites permisibles para 25 parámetros, de los que los habituales en el diseño de PTAR se muestran en la Tabla 4.8. Debe hacerse constar que en este caso se trata de valores de emisión, es decir, medidos a la salida de las PTAR. En relación con otras normativas de vertido, destaca la elevada exigencia impuesta a la concentración de amonio en los efluentes tratados en las PTAR bolivianas, y más aun teniendo en cuenta que es un límite de emisión, pero no hay que olvidar el carácter de transitoriedad de estos requisitos, hasta el momento en que se definan finalmente las calidades de los cuerpos de agua.

Tabla 4.8. Límites permisibles para descargas líquidas según el Anexo A-2 del RMCH.

Parámetro	DIARIO	MES
Sólidos en suspensión (mg/L)	60,0	
DBO_5 (mg/L)	80,0	
DQO (mg/L)	250,0	
Amonio (mg N/L)	4,0	2,0
Coliformes fecales (NMP/100 ml)	1.000	

Nota: en la tabla, la columna con el epígrafe DIARIO recoge los valores picos diarios permitidos para los diferentes parámetros, mientras que la columna con el epígrafe MES, presenta los promedios mensuales máximos permitidos de estos parámetros.

4.11 Posible reúso de los efluentes tratados

El reúso de los efluentes depurados puede constituir un objetivo en sí mismo en el planeamiento de las nuevas PTAR a construir. Por ello, se recomienda estudiar en cada caso esta posibilidad, analizando las posibles demandas en el área de influencia de la PTAR, los riesgos potenciales y la viabilidad técnico-económica de implantar un sistema de reúso (realización de un estudio de costo-beneficio).

Si se decide reusar el efluente de la nueva PTAR a construir, deben establecerse las características exigidas para el efluente regenerado, en función del uso o los usos a que se vaya a destinar. En este caso, el sistema de depuración debe incorporar los tratamientos necesarios para permitir la regeneración del efluente. Por lo tanto, el proyecto de la PTAR debe definir:

- El caudal y la periodicidad de las aguas depuradas que se quiere reusar.
- Las calidades exigidas para el tipo de reúso al que se destinen los efluentes de la PTAR.
- El tratamiento de regeneración a adoptar, entendiendo por tal el tratamiento adicional que se debe dar a los efluentes de la PTAR para cumplir con los requisitos según el tipo de reúso que se les vaya a dar a los mismos.
- Los sistemas de almacenamiento y distribución necesarios de las aguas regeneradas, que permitan su empleo en el tipo de reúso elegido.
- Los costos de construcción y explotación del sistema de regeneración y la forma de su financiación.

El RMCH recoge, en su Cuadro nº 1, la clasificación de los cuerpos de agua según su aptitud de uso. Estos usos son:

- **USO 1:** para abastecimiento doméstico de agua potable después de:

  a. Sólo una desinfección y ningún tratamiento (Clase A).

  b. Tratamiento solamente físico y desinfección (Clase B)

  c. Tratamiento físico-químico completo: coagulación, floculación, filtración y desinfección (Clase C).

  d. Almacenamiento prolongado o presedimentación, seguidos de tratamiento, al igual que c) (Clase D).

- **USO 2:** para recreación de contacto primario: natación, esquí, inmersión (Clases A, B y C).

- **USO 3:** para protección de los recursos hidrobiológicos (Clases A, B y C)

- **USO 4:** para riego de hortalizas consumidas crudas y frutas de cáscara delgada, que sean ingeridas crudas sin remoción de ella (Clases A y B).

- **USO 5:** para abastecimiento industrial (Clases A, B, C y D).

- **USO 6:** para la cría natural y/o intensiva (acuicultura) de especies destinadas a la alimentación humana (Clases A, B y C).

- **USO 7:** para abrevadero de animales (Clases B y C).

- **USO 8:** para la navegación (Clases B, C y D).

La Tabla 4.9 muestra los valores máximos admisibles de parámetros indicadores de contaminación en reúso de aguas para los usos mencionados anteriormente. En las últimas filas de esta tabla se presentan los valores admisibles de los nutrientes: nitrógeno (como nitrógeno total, amoniaco, nitritos y nitratos), y fósforo (como fosfatos).

Tabla 4.9. Valores máximos admisibles de parámetros indicadores de contaminación.

	CLASE A	CLASE B	CLASE C	CLASE D
Sólidos sedimentarios (mg/L)	< 10	30 < 0,1 mL/L	< 50 < 1mL/l	< 100 < 1 mL/L
DBO_5 (mg/L)	< 2	< 5	< 20	<30
DQO (mg/L)	< 5	< 10	< 40	< 60
Coliformes fecales (NMP/100 mL)	< 50 y < 5 en 80% de muestras	< 1.000 y < 200 en 80% de muestras	< 5.000 y < 1.000 en 80% de muestras	< 50.000 y < 5.000 en 80% de muestras
Parásitos (N/L)	< 1	< 1	< 1	< 1
Fosfato total (mg PO_4/L)	0,4	0,5	1	1
Amoniaco (mg NH_3/L)	0,05	1	2	4
Nitrato (mg NO_3 /L)	20,0	50,0	50,0	50,0
Nitrito (mg N/L)	< 1,0	1,0	1,0	1,0
Nitrógeno total (mg N/L)	5	12	12	12

Debe resaltarse, que en el Reglamento se contempla el reúso indirecto de los efluentes tratados en las PTAR, es decir, una vez que se han diluido con las aguas de los cuerpos receptores.

El MMAyA, con el fin de apoyar el desarrollo del reúso de las aguas residuales tratadas por parte de los agricultores, ha desarrollado la ***Guía Técnica para el Reúso de Aguas Residuales en la Agricultura***, documento debe ser consultado en proyectos de reúso *(MMAyA, 2018)*.

Referencias bibliográficas

MMAyA (2018). Guía Técnica para el Reúso de Aguas Residuales en la Agricultura https://www.bivica.org/files/5508_guia-tecnica-reuso-aguas.pdf

Puertas, J., Suárez, J. y Antas, J. (2008). Gestión de aguas pluviales: implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano. Editorial CEDEX. ISBN: 978-84-7790-475-5.

Ranchet, J., y Ruperd, Y. (1983). Moyens d´action pour limiter la pollution due eaux de ruissellement en system separatif et unitarie. Synthèse bibliographique, Trib, Cebedau, Nº 473, págs 157-175.

Santateresa, E. (2018). Toma de muestras y medida de caudales.

http://www.uragentzia.euskadi.eus/contenidos/evento/2018_inspeccion/es_def/adjuntos/3.%20Ernesto%20Santateresa.pdf

Stahre, P. y Urbonas, B. (1990). Stormwater detention for drainage, water quality, and CSO management. Prentice Hall. Nueva Jersey.

Temprano, J., Suárez, J. y Tejero, I. (1997). Contaminación en redes de alcantarillado urbano en tiempo de lluvia: control de vertidos. Revista de Obras Públicas, Nº 3361, págs. 47-57.

Capítulo 5

Líneas de tratamiento adoptadas y aspectos considerados en los dimensionamientos básicos

Capítulo 5

Líneas de tratamiento adoptadas y aspectos considerados en los dimensionamientos básicos

En este capítulo se justifica la selección de las líneas de tratamiento, que se desarrollan posteriormente en el Capítulo 7. Esta selección se ha llevado a cabo basándose en la experiencia boliviana en los distintos tipos de tratamientos de aguas residuales urbanas construidos en el territorio y en la experiencia de países vecinos.

Inicialmente, se plantean los diferentes objetivos a cumplir por las líneas de tratamiento en función de las características de las masas de agua receptoras de los efluentes tratados, o del posible reúso de estos efluentes.

Una vez seleccionadas las líneas de tratamiento, se especifican y analizan todos los aspectos que sobre las mismas se detallarán en el mencionado Capítulo 7.

Finalmente, se presentan las bases de partida que han servido para la realización de los dimensionamientos básicos de las líneas de tratamiento seleccionadas, que posteriormente se emplean para la estimación de los requisitos de superficie y de los costos de construcción, operación y mantenimiento de estas líneas.

5.1 Consideraciones previas

De acuerdo con las circunstancias específicas de cada caso concreto (características del cuerpo receptor, uso del cuerpo receptor, reúso directo de los efluentes tratados, etc.), son diferentes los aspectos bajo los que se ha enfocado el objetivo básico de las líneas de tratamiento:

- Eliminación de la materia carbonada: en el caso de medios receptores menos sensibles.
- Eliminación del amonio: cuando se requiera protección para la vida piscícola.
- Eliminación del nitrógeno y fósforo: en medios receptores eutrofizados, o en riesgo de serlo.
- Eliminación de los organismos patógenos: en caso de reúso de los efluentes tratados, vertidos a zonas de recreación de contacto primario (natación, esquí, inmersión), etc.

De acuerdo con estas consideraciones, en la guía se plantean cuatro niveles de exigencia para cada una de las líneas de tratamiento seleccionadas:

- Eliminación de materia carbonada
- Nitrificación
- Eliminación de nutrientes (N y P)
- Desinfección

Tanto la descripción de las líneas de tratamiento seleccionadas, como la definición de parámetros y pautas de cara a su dimensionamiento, se desarrollan en el Capítulo 7 para estos cuatro niveles de exigencia, si bien, los dimensionamientos básicos de las líneas de tratamiento tan sólo se realizan para la eliminación de la materia carbonada. Para el caso de la desinfección estas pautas se recogen en el Capítulo 9.

5.2 Análisis de los tratamientos a considerar

La Tabla 5.1 recoge los tratamientos, agrupados por tipología, que se desarrollan en la guía y que fueron consensuados con instituciones bolivianas, razonándose, el porqué de su selección.

Tabla 5.1. Tratamientos contemplados en la guía.

	Tratamientos
Pretratamiento	Desbaste Desarenado Desengrasado
Tratamientos primarios	Tanques Sépticos Tanques Imhoff Sedimentadores Primarios
Tratamientos anaerobios	Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA/RALF)
Tratamientos extensivos	Lagunas de Estabilización Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Lombrifiltros
Tratamientos intensivos	Filtros Percoladores Contactores Biológicos Rotativos (CBR) Aireaciones Extendidas
Tratamientos de desinfección	Cloración Radiación UV Lagunas de Maduración Humedales Artificiales Superficiales
Tratamientos de lodos	**Estabilización:** Aerobia Anaerobia Humedales para el Tratamiento de Lodos **Deshidratación:** Centrífugas Filtros Banda Lechos de Secado Humedales Artificiales para el Tratamiento de Lodos

5.2.1 Pretratamiento

La etapa de pretratamiento consta de una serie de operaciones físicas y mecánicas, que tienen por objetivo separar del agua residual la mayor cantidad posible de materias (sólidos gruesos, arenas, grasas) que, por su naturaleza o tamaño, pueden dar lugar a problemas en las etapas posteriores del tratamiento.

Dentro del pretratamiento se contemplan las etapas de: desbaste, desarenado y desengrasado, que se analizan en el Capítulo 6 de la presente guía.

Figura 5.1. Pretratamiento de la PTAR de La Guardia (Bolivia).

5.2.2 Tratamientos primarios

Los tratamientos primarios tienen por objetivo la separación de los sólidos en suspensión (sedimentables y no sedimentables) presentes en las aguas residuales.

Dentro de este tipo de tratamientos se encuadran los Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Sedimentadores Primarios, que se desarrollan en profundidad en el Capítulo 6 de la presente guía.

Figura 5.2. Tanques Imhoff (PTAR El Campanario, Sucre, Bolivia).

5.2.3 Tratamientos anaerobios

Como se comentó en el Capítulo 3, en los tratamientos anaerobios la degradación de la materia orgánica transcurre en ausencia de oxígeno molecular.

Como principales ventajas de este tipo de tratamientos deben citarse: sus escasos requisitos de superficie, el hecho de que generan menos lodos en exceso que los tratamientos aerobios, que estos lodos se encuentran estabilizados, y la generación de biogás (mezcla principalmente de metano y dióxido de carbono, con un poder calorífico del orden de 5.000 kcal/Nm^3), que en las PTAR de mayor tamaño puede emplearse como fuente energética.

Entre las desventajas de los tratamientos anaerobios deben mencionarse: el hecho de que su rendimiento se ve muy afectado por la temperatura (no recomendándose su aplicación para temperaturas del agua a tratar inferiores a 15 ºC *(Wagner, 2016),* la necesidad de ser complementados, habitualmente, con un tratamiento posterior para poder cumplir con los requisitos de vertido exigidos por la normativa y el riesgo de generación de malos olores y de liberación de gases de efecto invernadero (GEI), especialmente metano, si no se opera correctamente.

De acuerdo a lo establecido en el inventario realizado en la gestion 2017, dentro de este tipo de tratamientos, los **Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA)** constituyen la tecnología que cuenta un mayor número de plantas construidas actualmente en Bolivia, con un total de 17 PTAR construidas, presentes en las tres zonas ecológicas, y que se aplican, fundamentalmente, para el tratamiento de las aguas residuales generadas en poblaciones menores de 5.000 habitantes.

Figura 5.3. Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA) (PTAR de Independencia, Bolivia).

Por su parte, los **Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA)** cuentan actualmente con una baja representación en el país, pues tan sólo se dispone de 8 PTAR operando con este tratamiento, que se reparten de forma similar entre los Valles y los Llanos, no contándose con ninguna instalación en el Altiplano. Los escasos RAFA existentes operan en todo el rango poblacional de aplicación de la presente guía (1.000-50.000 habitantes).

Figura 5.4. Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA) (PTAR de Linde Paracaya, Bolivia).

En el caso de los **Reactores Anaerobios de Lecho Fluidizado (RALF)**, una variante de los RAFA, su presencia en el territorio se cifra en 5 PTAR, especialmente en los Llanos, no contándose con ninguna instalación de este tipo en el Altiplano. Los RALF construidos dan servicio a poblaciones comprendidas entre los 10.000-50.000 habitantes.

La tecnología RAFA/RALF se encuentra muy implantada en países del entorno boliviano (especialmente en Brasil). Esto, unido a las ventajas inicialmente mencionadas de los procesos anaerobios, ha hecho que se seleccione este tipo de tratamientos para su inclusión en la guía, recomendándose su construcción en las zonas del país que presentan un clima más cálido.

Figura 5.5. Reactor Anaerobio de Lecho Fluidizado (RALF) (PTAR de Monteagudo, Bolivia).

5.2.4 Tratamientos extensivos

Denominamos tratamientos extensivos a aquellos que recurren a procesos naturales (fotosíntesis, aireación mediante plantas acuáticas, etc.), para suministrar el oxígeno necesario para el desarrollo de los procesos de depuración vía aerobia de las aguas residuales.

Este tipo de tratamientos presentan como principales ventajas su simplicidad y bajos costos de operación y mantenimiento. Como principales desventajas deben mencionarse los elevados requisitos de superficie para su construcción y la falta de capacidad de respuesta para hacer frente a variaciones importantes de las condiciones de operación (caudales horarios y cargas contaminantes).

Dentro de los tratamientos extensivos, la tecnología de **Lagunas de Estabilización** es la que cuenta con un mayor grado de construcción actualmente en Bolivia, con un total de 55 PTAR en operación (en estado bueno o regular) y en construcción, que recurren al empleo de este tipo de tratamiento.

Si bien esta tecnología está presente en las tres zonas ecológicas, destaca su presencia en los Llanos (31 instalaciones), frente a las 13 instalaciones de los Valles y las 11 del Altiplano.

Las Lagunas de Estabilización se emplean en Bolivia para el tratamiento de las aguas residuales generadas tanto en pequeñas como grandes poblaciones, abarcando todo el rango de aplicación de la presente guía.

Figura 5.6. Lagunas de Estabilización (PTAR de Oruro, Bolivia).

La experiencia local en su manejo, el elevado número de plantas construidas en Bolivia, sus bajos costos de operación y mantenimiento y su elevado poder de abatimiento de patógenos, son las causas principales que han aconsejado la inclusión de esta tecnología en la guía.

En el caso de los **Humedales Artificiales Subsuperficiales**, se trata de una tecnología incipiente en Bolivia, contándose con tan sólo 4 PTAR, repartidas en todas las zona ecológicas, empleadas como tecnología principal y que, en todos los casos, tratan las aguas residuales generadas por poblaciones menores a 5.000 habitantes.

Figura 5.7. Humedales Artificiales tras RAFA (PTAR de Cliza, Bolivia).

El hecho de que a nivel mundial, los Humedales Artificiales Subsuperficiales constituyan en la actualidad una de las tecnologías con un mayor número de PTAR construidas para el tratamiento de las aguas residuales generadas en pequeñas poblaciones (<5000 habitantes), ha aconsejado su inclusión en la guía, tanto en su modalidad de flujo horizontal, como vertical, y para este segmento poblacional.

La limitación del tamaño poblacional para el que se recomienda la aplicación de esta tecnología viene motivada por una restricción de carácter operativo, que hace que en el caso de tener que tratar grandes poblaciones se requiera la construcción de un elevado número de humedales, lo que dificulta enormemente el correcto reparto de las aguas a tratar entre todos ellos, a la vez que se encarece notablemente su construcción.

Por último, dentro de las tecnologías extensivas, también se ha seleccionado la tecnología de Lombrifiltros para su inclusión en la guía. Esta tecnología, al

igual que los Humedales Artificiales Subsuperficiales, cuenta en la actualidad con una presencia muy baja en el territorio boliviano, donde tan sólo existen 5 PTAR en operación que hacen uso de este proceso de tratamiento, todas ellas por debajo de los 5.000 habitantes. Por zonas ecológicas, esta tecnología de tratamiento no se encuentra representada en el Altiplano, mientras que los Valles y los Llanos cuentan con un número similar de instalaciones.

Figura 5.8. Lombrifiltro (PTAR de Saipina, Bolivia).

Así como en el caso de los Humedales Artificiales Subsuperficiales se trata de una tecnología consolidada, con un muy elevado número de instalaciones repartidas por todo el mundo y operando bajo condiciones climatológicas muy diferentes, en el caso de los Lombrifiltros no se cuenta aún con una experiencia contrastada, por lo que se considera adecuado recomendar su aplicación preferiblemente en poblaciones de pequeño tamaño (<5000 habitantes).

5.2.5 Tratamientos intensivos

Denominamos tratamientos intensivos a aquellos que recurren generalmente al empleo de dispositivos electromecánicos para suministrar el oxígeno (aire) necesario para el desarrollo de los procesos de depuración vía aerobia de las aguas residuales.

Este tipo de tratamientos presentan como principal ventaja el escaso requisito de superficie para su construcción y, como desventajas a destacar, su mayor complejidad y mayores costos de operación y mantenimiento.

En la actualidad, los **Filtros Percoladores** cuentan con una escasa presencia en el territorio boliviano, pues tan sólo se dispone de 3 PTAR en operación, dos de ellas ubicadas en los Valles y la tercera en el Altiplano. En este último caso, PTAR de Puchukollo, los filtros operan en combinación con Lagunas de Estabilización. Los tres Filtros Percoladores existentes dan servicio a poblaciones por encima de los 100.000 habitantes.

Figura 5.9. Filtros Percoladores (PTAR El Campanario, Sucre, Bolivia).

Por tratarse de una tecnología robusta, de la que se cuenta con una gran experiencia (opera desde el siglo XIX) y por presentar bajos requisitos de superficie y costos de operación y mantenimiento inferiores a la Aireación Extendida, se ha optado por su inclusión en la guía.

En el caso de los **Contactores Biológicos Rotativos (CBR)**, se trata de una tecnología de tratamiento de aguas residuales que, una vez superados los problemas mecánicos que presentó en sus inicios (principalmente rotura de los ejes y de los mecanismos de giro), en la actualidad, se ha ido incrementando su uso.

Como principales ventajas de esta tecnología cabe destacar su muy reducido requisito de superficie para construcción, menores costos de operación y mantenimiento en comparación con las Aireaciones Extendidas y buena adaptación a climas fríos, al operar bajo cubierta.

Como principales inconvenientes deben mencionarse: mayor complejidad y mayores costos de operación y mantenimiento frente a los tratamientos exten-

sivos, el hecho de los en exceso generados en el proceso de tratamiento no se encuentran estabilizados y que, al no contarse aún en el país con esta modalidad de tratamiento, se crea una cierta dependencia de las empresas fabricantes.

Para su inclusión en la guía se ha tenido en consideración, fundamentalmente, el hecho de ser una opción válida cuando la superficie disponible para la construcción de la PTAR sea muy escasa, y que se considera una solución aplicable a emplazamientos de clima frío (caso del Altiplano)

Figura 5.10.Contactores Biológicos Rotativos (UNFAMED).

Por último, la **Aireación Extendida** es una tecnología que cuenta con una dilatada trayectoria y con un amplísimo número de instalaciones (tanto compactas, como construidas "in situ"), repartidas por todo el mundo, que operan en un amplio rango poblacional, en el que se integra el rango de aplicación de la presente guía.

Figura 5.11. Aireación Extendida (PTAR de Cambados, España).

Como principales ventajas de esta tecnología caben destacar: el reducido requisito de superficie para su construcción, el hecho de que los lodos en exceso se encuentran estabilizados y su versatilidad para la eliminación de nitrógeno. A resaltar entre sus desventajas la complejidad de su operación y elevados costos de operación y mantenimiento.

5.2.6 Tratamientos de desinfección

Los estrictos límites, en lo referente a la concentración de coliformes fecales, que la normativa vigente exige a la salida de las PTAR (1.000 NMP/100 mL), hace necesario que se proceda a la construcción de tratamientos de desinfección en todas las líneas de tratamiento seleccionadas.

Dentro de los tratamientos de desinfección, la **Cloración** constituye la tecnología con un un mayor numero de PTAR en aplicación a nivel mundial, empleándose en el caso de Bolivia, el hipoclorito cálcico como el desinfectante más común.

La Cloración por adición de hipoclorito presenta la ventaja de su fácil aplicación y el hecho de que los operadores que manejen conjuntamente abastecimiento y saneamiento, cuentan con la experiencia de su aplicación en la potabilización de las aguas. Como principal desventaja debe resaltarse el riesgo, si las aguas a desinfectar no están bien acondicionadas (presentan bajas concentraciones de materia orgánica y amonio), de que se formen compuestos tóxicos para la salud y para el medioambiente.

Figura 5.12. Laberinto de cloración (PTAR de La Guardia, Bolivia).

Dentro de los métodos físicos para la desinfección de las aguas, destaca la aplicación de la **Radiación Ultravioleta (UV)**. De esta radiación, las longitudes de onda comprendidas entre 200 y 280 nm, presentan efecto germicida, destruyendo el material genético de los organismos patógenos *(Abellán, 2017)*.

Figura 5.13. Aplicación de Radiación UV para la desinfección de las aguas (PTAR de los Alcázares, España).

Frente a la Cloración, la Radiación UV presenta la ventaja de no generar subproductos tóxicos para la salud y el medioambiente. Como principal inconveniente cabe destacar que, en ocasiones, los patógenos pueden reparar los daños ocasionados por la radiación UV (fotorreactivación) *(Salcedo et al., 2007),* por lo que hace necesario completarla, generalmente mediante cloración a dosis bajas.

Para que sean realmente efectivas, tanto la Cloración como la Radiación Ultravioleta, precisan que las aguas a desinfectar presenten bajos valores de turbidez (ver Capítulo 7), por lo cual se precisa someter a las aguas tratadas en las PTAR a un tratamiento previo (habitualmente una filtración), antes de proceder a su desinfección.

Como alternativas más naturales de desinfección se ha considerado el empleo de las **Lagunas de Maduración** y de los **Humedales Artificiales Superficiales** que presentan, frente a las tecnologías comentadas anteriormente, una mayor simplicidad de manejo y menores costos de operación y mantenimiento. En lo referente a los costos de construcción, al tratarse de opciones de carácter extensivo, requieren bastante superficie, por lo que estos costos están directamente relacionados con el precio del terreno.

Figura 5.14. Humedal Artificial de Flujo Superficial (Granollers, España).

5.2.7 Tratamiento de lodos

Dentro del tratamiento de lodos se contemplan dos procesos diferenciados: la estabilización (que tiene por objetivo evitar los problemas que acarrean la fermentación y putrefacción de estos subproductos) y la deshidratación o secado (que busca facilitar su manipulación y transporte).

5.2.7.1 Estabilización de lodos

La **estabilización de lodos vía anaerobia** es la opción más empleada en Bolivia en la actualidad, lográndose esta estabilización en los Tanques Sépticos, Tanques Imhoff, Lagunas Anaerobias, Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente y Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, construidos por todo el país, siempre que se trabaje con los tiempos de retención necesarios. Tiempos que varían en función de la temperatura de operación.

También, se puede lograr la estabilización vía anaerobia de los lodos en exceso mediante el empleo de Digestores Anaerobios a temperatura ambiente (tanto abiertos, como cerrados), que tendrían su principal ámbito de aplicación en las zonas ecológicas más cálidas del territorio.

La **estabilización de lodos vía aerobia** se consigue cuando se recurre a la construcción de la tecnología de Aireación Prolongada, dada la elevada edad del lodo con la que se opera en este tipo de tratamiento.

Figura 5.15. Digestores Anaerobios de lodos a temperatura ambiente (a la izquierda digestor en Prejano, La Rioja, España, y a la derecha digestor en Apaneca, El Salvador).

5.2.7.2 Deshidratación de lodos

En Bolivia, para la deshidratación (secado) de lodos en exceso generados en las PTAR, lo habitual es recurrir al empleo de **Lechos de Secado**, que se encuentran construidos en todas las zonas ecológicas. Este hecho ha motivado su inclusión en la guía.

Figura 5.16. Lechos de Secado (PTAR El Abra, Bolivia).

La aplicación de Humedales Artificiales para el tratamiento de lodos es una opción relativamente reciente, que permite la estabilización/secado de estos subproductos, obteniéndose un compost (mezcla de lodos estabilizados y de la vegetación del humedal que se corta periódicamente).

Este tipo de humedales pueden considerarse como Lechos de Secado mejorados, en los que los lixiviados presentan un mayor grado de tratamiento que en los lechos clásicos.

Figura 5.17. Humedal para la estabilización/deshidratación de Lodos (PTAR Hadsten, Dinamarca).

Dado el bajo número de PTAR que operan actualmente en Bolivia con tratamientos intensivos (tan sólo se dispone de tres Filtros Percoladores), el país aún no cuenta con **Centrífugas** ni **Filtros Banda**, como sistemas de deshidratación de los lodos en exceso. Pero la previsión de un auge en la construcción de este tipo de tratamientos, fundamentalmente en las poblaciones de mayor tamaño, ha aconsejado la inclusión en la guía de estas dos opciones para el secado mecánico de los lodos.

Figura 5.18. Centrífuga para la deshidratación de lodos.

Figura 5.19. Filtro banda para la deshidratación de lodos.

Dadas las múltiples opciones existentes de desinfección y de tratamiento de lodos, y al objeto de facilitar la lectura y comprensión de la guía, se ha optado por darles su propio protagonismo en dos capítulos específicos, los Capítulos 9 y 11, en los que se desarrollan con detalle los tratamientos mencionados, ofreciéndole a los usuarios de este documento un abanico de posibilidades, con

las que poder complementar las líneas de tratamiento básicas, de acuerdo con los condicionantes propios de cada problemática de tratamiento.

5.3 Líneas de tratamiento adoptadas

Para la selección de las líneas de tratamiento que se presentan en la guía, se han asumido las siguientes premisas:

- Todas las líneas deben permitir que los efluentes tratados alcancen los límites de vertido permitidos en lo referente a la eliminación de la materia en suspensión (SST) y de la materia orgánica (DBO_5, DQO).

- Todas las líneas deben contar con una etapa de pretratamiento.

A continuación, se presentan las líneas de tratamiento seleccionadas, agrupadas por modalidades de tecnologías. En estas líneas no se incluyen los tratamientos de desinfección y de los lodos en exceso, que, como se comentó con anterioridad, se tratan específicamente en los Capítulos 9 y 11 de la presente guía, respectivamente. También, se indica el diagrama (diagramas) de flujo de la línea de tratamiento que se ha seleccionado para la elaboración de los dimensionamientos básicos. Esta elección se ha efectuado en base a los siguientes criterios: cumplir con los parámetros de vertido; ser una opción habitualmente construida en el territorio boliviano; presentar una mayor sencillez de operación y mantenimiento, simplificar y abaratar la gestión de lodos en exceso.

Para cada modalidad de tecnología se presentan diferentes líneas de tratamiento validas, agrupadas de acuerdo a la unidad de tratamiento principal.

La selección de una u otra de las líneas propuestas dependerá de las condiciones locales (tamaño de la población a servir, características climatológicas, superficie disponible, capacidades locales de operación y mantenimiento, infraestructuras existentes, uso del efluente depurado, etc.) y deberá realizarse respetando los criterios establecidos en los capítulos 6 y 7 de la presente guía. En caso de que el proyectista adopte líneas de tratamiento diferentes a las contempladas en la presente guía, deberá elaborar el informe de justificación correspondiente debidamente respaldado.

5.3.1 Tratamientos anaerobios

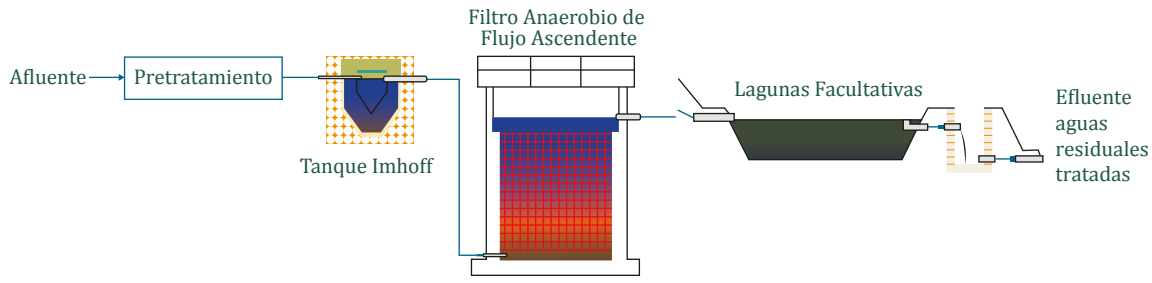
5.3.1.1 Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA)

Dentro de los FAFA se recomiendan las siguientes posibles líneas de tratamiento:

Pretratamiento + Tanque Imhoff + FAFA + Lagunas Facultativas
Pretratamiento + Tanque Séptico + FAFA + Lagunas Facultativas
Pretratamiento + Tanque Séptico + FAFA + Humedales Artificiales Subsuperficiales
Pretratamiento + Tanque Imhoff + FAFA + Humedales Artificiales Subsuperficiales

Para la realización del pertinente dimensionamiento básico se ha optado por el diagrama de flujo que se muestra en la Figura 5.20.

Figura 5.20. Línea de tratamiento seleccionada para el dimensionamiento básico de los FAFA.



En el caso de los FAFA se ha contemplado un tratamiento posterior de afino, mediante Lagunas Facultativas, al objeto de poder alcanzar los requisitos establecidos para la eliminación de la materia carbonada. En estos postratamientos se dan también procesos de desinfección.

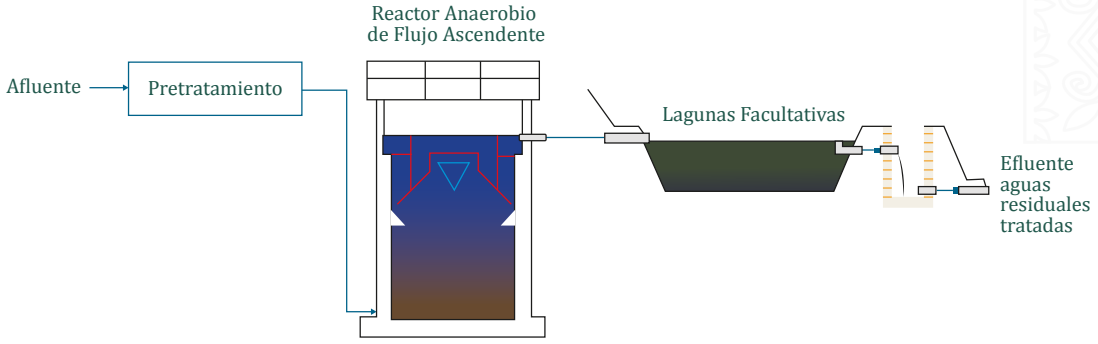
5.3.1.2 Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) y Reactores Anaerobios de Lecho Fluidizado (RALF)

Dentro de los RAFA y RALF (modificación geométrica de los RAFA) se recomiendan las siguientes posibles líneas de tratamiento:

Pretratamiento + RAFA/RALF + Lagunas Facultativas
Pretratamiento + RAFA/RALF + Humedales Artificiales Subsuperficiales
Pretratamiento + RAFA/RALF + Filtros Percoladores + Sedimentación Secundaria
Pretratamiento + RAFA/RALF + CBR + Sedimentación Secundaria
Pretratamiento + RAFA/RALF + Aireación Extendida + Sedimentación Secundaria

Para la realización del pertinente dimensionamiento básico se ha optado por el diagrama de flujo que se muestra en la Figura 5.21.

Figura 5.21. Línea de tratamiento seleccionada para el dimensionamiento básico de los RAFA/RALF.



En el caso de los RAFA/RALF se ha contemplado un tratamiento posterior de afino, mediante Lagunas Facultativas, al objeto de poder alcanzar los requisitos establecidos para la eliminación de la materia carbonada. En estos postratamientos se dan también procesos de desinfección.

5.3.2 Tratamientos extensivos

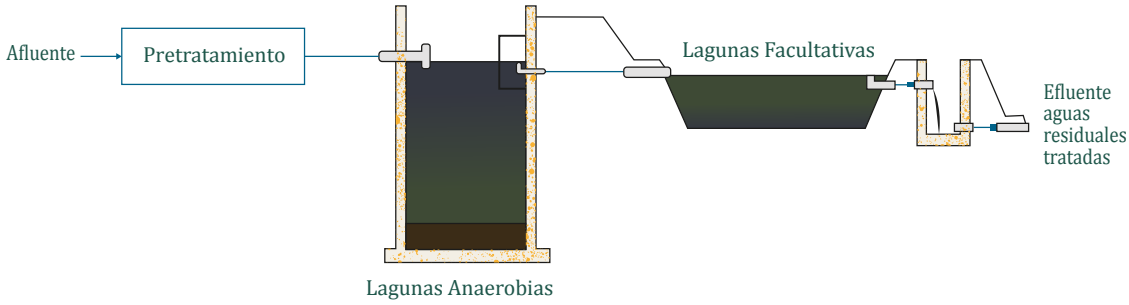
5.3.2.1 Lagunas de Estabilización

Dentro de las Lagunas de Estabilización se recomiendan las siguientes posibles líneas de tratamiento:

Pretratamiento + Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas
Pretratamiento + Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas + Humedales Artificiales Subsuperficiales
Pretratamiento + Tanques Imhoff + Lagunas Facultativas
Pretratamiento + Tanques Sépticos + Lagunas Facultativas
Pretratamiento + RAFA/RALF + Lagunas Facultativas
Pretratamiento + Lagunas Facultativas
Pretratamiento + Lagunas Facultativas + Humedales Artificiales Subsuperficiales

Para la realización del pertinente dimensionamiento básico, se ha optado por el diagrama de flujo que se muestra en la Figura 5.22.

Figura 5.22. Línea de tratamiento seleccionada para el dimensionamiento básico de las Lagunas de Estabilización.



Se ha elegido esta opción, que cuenta al inicio del tratamiento con una etapa anaerobia, porque reduce los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento. La combinación de Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas permite reducir en un 45-70% la superficie que requeriría una Laguna Facultativa Primaria que recibiese directamente las aguas residuales a tratar *(von Sperling, Chernicharo, 2005)*.

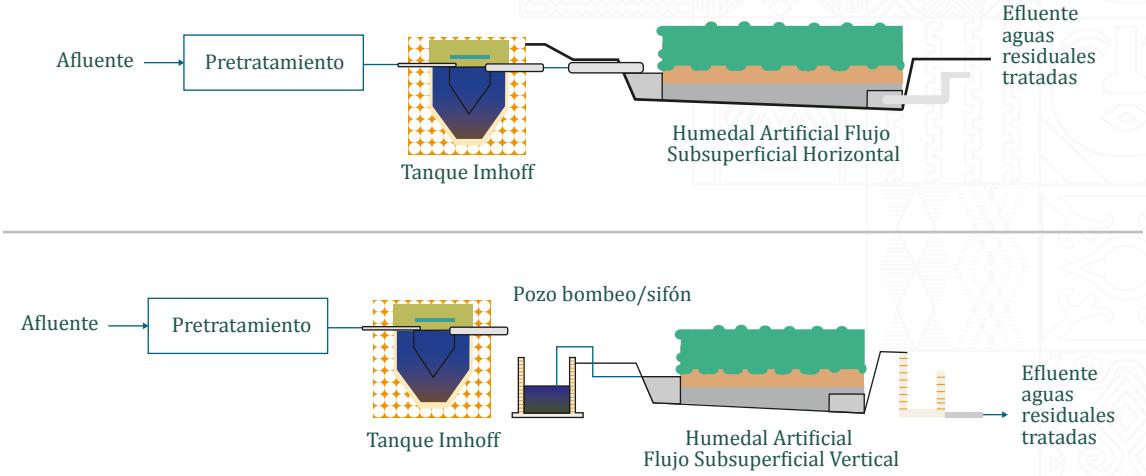
5.3.2.2 Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial

Dentro de los Humedales Artificiales Subsuperficiales se recomiendan las siguientes posibles líneas de tratamiento:

Pretratamiento + Tanques Imhoff + Humedales Artificiales Subsuperficiales
Pretratamiento + Tanques Sépticos + Humedales Artificiales Subsuperficiales
Pretratamiento + FAFA + Humedales Subsuperficiales
Pretratamiento + RAFA/RALF + Humedales Artificiales Subsuperficiales

En este caso, para la realización del pertinente dimensionamiento básico se ha optado por los diagramas de flujo que se muestran en la Figura 5.23, y que abarcan las dos modalides de flujo, horizontal y vertical.

Figura 5.23. Líneas de tratamiento seleccionadas para el dimensionamiento básico de los Humedales Artificiales Subsuperficiales de flujo horizontal y vertical.



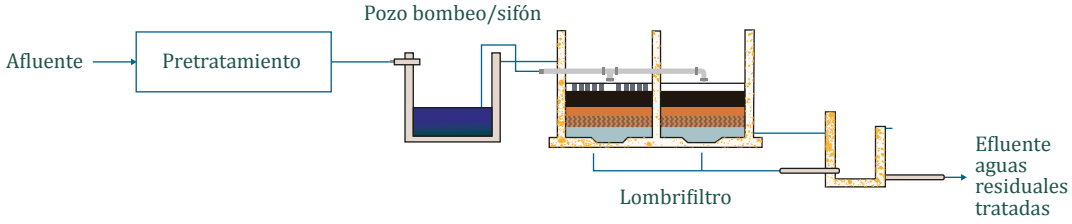
5.3.2.3 Lombrifiltros

En el caso de los Lombrifiltros se recomienda la siguiente línea de tratamiento:

Pretratamiento + Lombrifiltros

Para la realización del pertinente dimensionamiento básico se ha optado por el diagrama de flujo que se muestra en la Figura 5.24.

Figura 5.24. Línea de tratamiento seleccionada para el dimensionamiento básico de los Lombrifiltros.



5.3.3 Tratamientos intensivos

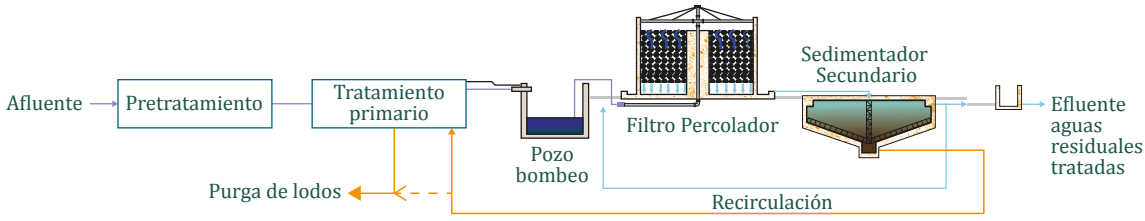
5.3.3.1 Filtros Percoladores

Para los Filtros Percoladores se recomiendan las siguientes posibles líneas de tratamiento:

Pretratamiento + Sedimentación Primaria + Filtros Percoladores + Sedimentación Secundaria
Pretratamiento + Tanques Imhoff + Filtros Percoladores + Sedimentación Secundaria
Pretratamiento + RAFA/RALF + Filtros Percoladores + Sedimentación Secundaria

Para la realización del dimensionamiento básico, y con el objetivo de alcanzar la estabilización de los lodos que se generan en el tratamiento, se ha optado por el diagrama de flujo que se muestra en la Figura 5.25.

Figura 5.25. Línea de tratamiento propuesta para los Filtros Percoladores.



Esta línea de tratamiento tiene dos versiones:

- **Línea de tratamiento I:** se aplica en la zona ecológica del Altiplano y en ella el tratamiento primario por debajo de los 20.000 habitantes servidos está constituido por un Tanque Imhoff, y por encima de esta población por un Sedimentador Primario. En el primero de los casos, los lodos que se extraen de la etapa de sedimentación secundaria se envían al Tanque Imhoff para su estabilización vía anaerobia. En el segundo de los casos, los lodos extraídos de los sedimentadores secundarios se estabilizan en frío en Lagunas Anaerobias.

- **Línea de tratamiento II:** se aplica en las zonas ecológicas de Valles y Llanos, y en ella el tratamiento primario está constituido por un RAFA, al que se envían, para su estabilización, los lodos que se extraen de la etapa de sedimentación secundaria.

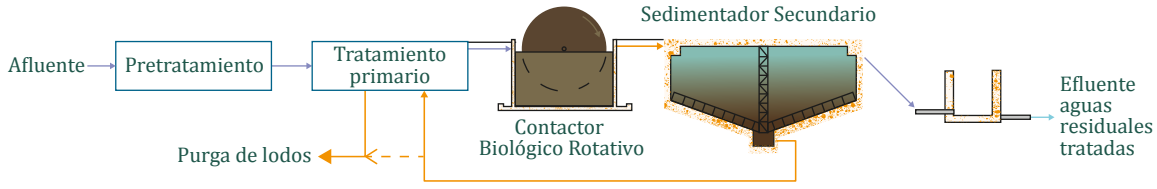
5.3.3.2 Contactores Biológicos Rotativos (CBR)

Para los Contactores Biológicos Rotativos se recomiendan las siguientes posibles líneas de tratamiento:

Pretratamiento + Sedimentación Primaria + CBR + Sedimentación Secundaria
Pretratamiento + Tanques Imhoff + CBR + Sedimentación Secundaria
Pretratamiento + RAFA/RALF + CBR + Sedimentación Secundaria

Para la realización del dimensionamiento básico, y con el objetivo de alcanzar la estabilización de los lodos que se generan en el tratamiento, se ha optado por el diagrama de flujo que se muestran en la Figura 5.26.

Figura 5.26. Línea de tratamiento propuesta CBR.



Esta línea tiene dos versiones:

- **Línea de tratamiento I:** se aplica en la zona ecológica del Altiplano y en ella el tratamiento primario por debajo de los 20.000 habitantes servidos está constituido por un Tanque Imhoff, y por encima de esta población por un Sedimentador Primario. En el primero de los casos, los lodos que se extraen de la etapa de sedimentación secundaria se envían al Tanque Imhoff para su estabilización vía anaerobia. En el segundo de los casos, los lodos extraídos de los sedimentadores secundarios se estabilizan en frío en Lagunas Anaerobias.

- **Línea de tratamiento II:** se aplica en las zonas ecológicas de Valles y Llanos, y en ella el tratamiento primario está constituido por un RAFA, al que se envían, para su estabilización, los lodos que se extraen de la etapa de sedimentación secundaria.

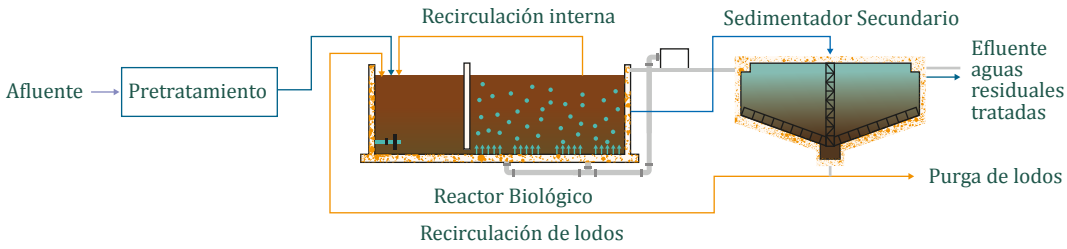
5.3.3.3 Aireación Extendida

En el caso de las Aireaciones Extendidas se recomiendan las siguientes posibles líneas de tratamiento:

Pretratamiento + Aireación Extendida + Sedimentación Secundaria
Pretratamiento + RAFA/RALF + Aireación Extendida + Sedimentación Secundaria

Para la realización del pertinente dimensionamiento básico se ha seleccionado el diagrama de flujo que se muestra en la Figura 5.27.

Figura 5.27. Línea de tratamiento seleccionada para el dimensionamiento básico de la Aireación Extendida.



5.4 Aspectos considerados en cada tratamiento

Para todos los tratamientos adoptados, en los Capítulos 6 y 7 se detallan y analizan los aspectos que se describen a continuación.

En el caso de los tratamientos de desinfección y de lodos, todo el detalle de estos tratamientos se recoge en los Capítulos 9 y 11, respectivamente.

5.4.1 Fundamentos

Se describen los fundamentos de la tecnología de tratamiento y se presenta el diagrama de flujo más habitual y, en ocasiones, las variaciones que puede experimentar este diagrama en función del tamaño de la población tratada, u otras posibles circunstancias.

5.4.2 Rendimientos

Se presentan los rendimientos que se alcanzan con la aplicación de la tecnología de tratamiento, en algunos casos referidos los afluentes de aguas residuales, y

en otros referidos a los efluentes de los tratamientos primarios, cuando estos sean de aplicación.

Cuando se dispone de información al respecto, se especifica cómo influye sobre los rendimientos de depuración la temperatura de operación.

5.4.3 Producción de lodos

Se muestra la generación de lodos en la tecnología de tratamiento, expresándola como kg m.s./kg de DBO_5 eliminado, kg m.s./kg DQO alimentado, o m^3/habitante/año, en función del tipo de tecnología.

5.4.4 Generación de biogás

En el caso de los tratamientos anaerobios, se especifica la producción media de biogás (m^3/d), en función de la cantidad de DQO transformada en metano.

5.4.5 Consumo de energía eléctrica

En aquellas tecnologías de tratamiento que para su funcionamiento requieren un consumo de energía eléctrica, se especifica el valor medio de este consumo, expresándolo habitualmente como kWh/kg de DBO_5 eliminado, o como kWh/m^3 tratado de agua residual.

5.4.6 Dimensionamiento

Se recogen los métodos y los valores que se aconsejan para su dimensionamiento de la tecnología de tratamiento en función de los de los siguientes escenarios:

- Eliminación de la materia carbonada
- Nitrificación
- Eliminación de nutrientes (N y P)

De la información asociada a la eliminación de la materia carbonada es de la que se hace uso para la elaboración de los dimensionamientos básicos, que se detallan posteriormente.

Se incluye también, el desarrollo detallado del dimensionamiento de la tecnología de tratamiento.

5.4.7 Líneas de tratamiento

Se presenta la línea (líneas) de tratamiento para la aplicación de la tecnología, de acuerdo a lo expuesto en el apartado 5.3.

5.4.8 Características de las líneas de tratamiento

Para cada la línea (líneas) de tratamiento seleccionada, se analizan los siguientes aspectos:

5.4.8.1 Rendimientos

Se recogen en tablas los rendimientos de eliminación de: sólidos en suspensión totales, DBO_5, DQO, nitrógeno amoniacal, nitrógeno total, fósforo total y coliformes fecales, que se alcanzan en cada una de las etapas, que constituyen la línea de tratamiento analizada, y los rendimientos globales de eliminación de estos contaminantes en toda la línea.

A partir de las características fisicoquímicas medias de las aguas residuales a tratar, por rango de población y zona ecológica, la aplicación de los rendimientos globales de depuración permite estimar las características finales de las aguas tratadas.

5.4.8.2 Influencia de la climatología y de la altitud

Se indica cómo influyen las características climatológicas (temperaturas, pluviometría) y la altitud del emplazamiento sobre el comportamiento de la línea de tratamiento.

5.4.8.3 Adaptación a la zona ecológica

Se evalúa el grado de adaptación de la línea de tratamiento a cada una de las zonas ecológicas contempladas en la guía, especialmente en lo que hace relación a la temperatura y la altitud.

5.4.8.4 Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Se analiza la capacidad de la línea de tratamiento para hacer frente a las oscilaciones de caudal y carga que se dan diariamente en las aguas residuales urbanas a tratar (oscilaciones que son mayores cuanto menor es la población servida), y se evalúa su comportamiento frente a las variaciones estacionales de estos dos parámetros.

5.4.8.5 Producción y características de los lodos generados

Se cuantifica, para las diferentes zonas ecológicas y tamaños de la población servida, la cantidad de lodos que se genera en la línea de tratamiento (kg m.s./kg DQO alimentado; kg m.s./kg DBO_5 eliminado; L/hab/año), indicándose, también, el porcentaje de sequedad y el grado de estabilización alcanzado en estos lodos, al objeto de determinar los tratamientos necesarios para su correcta gestión posterior. (m.s.: materia seca).

5.4.8.6 Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

Se analiza el grado de complejidad de las labores de operación y mantenimiento que precisa la línea de tratamiento, indicándose la cualificación técnica que debe exigirse al personal que lleve a cabo estas labores.

5.4.8.7 Impactos medioambientales

Se estudian los posibles impactos medioambientales (auditivos, visuales, olfativos y generación de gases de efecto invernadero, GEI), que pudieran darse en la construcción y operación de la línea de tratamiento, proponiéndose medidas preventivas y correctoras para minimizar estos impactos.

5.4.8.8 Influencia de las características del terreno

Se analiza la influencia de las características del terreno (pendientes, facilidad de excavación, nivel del freático, etc.) a la hora de construir la línea de tratamiento en cuestión.

5.4.8.9 Estimación de la superficie necesaria

Para la estimación de la superficie necesaria para la instalación de la línea de tratamiento, de acuerdo a los tamaños de población servida y a la zona ecológica en la que se implante, se procede a la realización de un dimensionamiento básico para cada escenario planteado. En el apartado 5.5 se exponen las bases de partida y las consideraciones tenidas en cuenta para la elaboración de estos dimensionamientos básicos.

En este apartado se analiza también la contribución de los diferentes elementos que constituyen la línea de tratamiento al total de la superficie requerida.

5.4.8.10 Estimación de los costos de construcción

La estimación de los costos de construcción de la línea de tratamiento, por zona ecológica y población servida, se obtiene a partir del dimensionamiento básico comentado en el apartado anterior.

Se analiza, igualmente, la contribución del costo de los elementos integrantes de la línea de tratamiento al costo total de construcción.

5.4.8.11 Estimación de los costos de operación y mantenimiento

La estimación de los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento, por zona ecológica y tamaño de la población servida, se obtiene a partir de los dimensionamientos comentados en los apartados 5.4.8.9 y 5.4.8.10.

Además, se analiza la contribución de las diferentes partidas de costos (personal, energía, mantenimiento y operación, transporte y evacuación de residuos y subproductos, y control analítico), al costo total de las labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

5.4.8.12 Características constructivas

Se especifican las principales recomendaciones a tener en cuenta en la fase de construcción de cada una de las etapas del tratamiento, analizándose los elementos de entrada y salida, el confinamiento, los equipos electromecánicos, etc.

5.4.8.13 Operación y mantenimiento

Se detallan las principales labores de operación y mantenimiento que precisa cada etapa del tratamiento, así como la frecuencia de estas labores.

5.4.8.14 Ventajas e inconvenientes

En este apartado se recogen las principales ventajas e inconvenientes que presenta la línea de tratamiento.

5.5 Dimensionamientos básicos a efectos de comparar tecnologías

A efectos de poder comparar las diferentes líneas de tratamiento que se contemplan en la guía, en lo referente a sus requisitos de superficie y a sus costos de construcción y de operación y mantenimiento, se ha realizado, para cada una de estas líneas, un dimensionamiento básico para diferentes tamaños de la población servida (1.000, 2.000, 5.000, 10.000, 25.000 y 50.000 habitantes) y para las tres zonas ecológicas consideradas (Altiplano, Valles y Llanos).

Es preciso recalcar, que estos dimensionamientos básicos no deben tomarse como referencia exclusiva a la hora de elaborar el proyecto de una nueva PTAR, dado que los mismos están referidos, a modo de ejemplo, a unos escenarios generales, por lo que para cada situación concreta, deberán analizarse las condiciones particulares.

En los siguientes apartados se exponen, en primer lugar, las bases de partida y, a continuación, las consideraciones, que se han tenido en cuenta en la elaboración de los dimensionamientos básicos.

5.5.1 Bases de partida

5.5.1.1 Aportes unitarios de aguas residuales

Tras el análisis de la información recopilada en los informes anuales de AAPS, en la elaboración del Inventario y del Diagnóstico de PTAR construidas en Bolivia y en las campañas de aforo y muestreo llevadas a cabo, tanto en temporada seca, como húmeda, se han obtenido los siguientes aportes unitarios de aguas

residuales urbanas, en función de la zonas ecológicas y del tamaño de la población (Tabla 5.2).

Tabla 5.2. Aportes unitarios de aguas residuales por zona ecológica y tamaño poblacional.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Dotaciones (L/hab/d)					
Altiplano	35	45	55	65	80	110
Valles	60	70	80	90	105	135
Llanos	65	80	90	105	120	150

5.5.1.2 Cargas unitarias de contaminantes

Este mismo análisis ha permitido determinar las cargas unitarias contaminantes, en función del tamaño de la población y de la zona ecológica, que se muestran en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Cargas unitarias contaminantes por zona ecológica y tamaño poblacional.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Cargas contaminantes de SS (g SS/hab/d)					
Altiplano	25	32	36	42	44	50
Valles y Llanos	35	42	44	47	49	55
	Cargas contaminantes de DBO_5 (g DBO_5/hab/d)					
Altiplano	25	32	36	42	44	50
Valles y Llanos	35	42	44	47	49	55
	Cargas contaminantes de DQO (g DQO/hab/d)					
Altiplano	39	50	57	66	79	90
Valles y Llanos	55	66	69	74	98	110
	Cargas contaminantes de N (g N/hab/d)					
Altiplano	5	6	7	9	10	11
Valles y Llanos	8	9	10	10	11	12
	Cargas contaminantes de P (g P/hab/d)					
Altiplano	0,9	1,2	1,2	1,4	1,6	1,9
Valles y Llanos	1,3	1,4	1,6	1,7	1,7	2,0

5.5.1.3 Características de las aguas residuales a tratar

Dividiendo las cargas unitarias contaminantes entre los aportes unitarios de aguas residuales, se han estimado las características de las aguas residuales, por zona ecológica y tamaño poblacional, que se emplean para la elaboración de los dimensionamientos básicos (Tabla 5.4).

Es importante recalcar, que estas concentraciones se han obtenido para su empleo exclusivo en los dimensionamientos básicos y que se trata de meras estimaciones, por lo que en cada situación real, y siempre que sea factible, se recomienda que se lleven a cabo las pertinentes campañas de aforo de caudales y de toma de muestras, para la correcta caracterización de las aguas residuales que se van a tratar en las PTAR.

Tabla 5.4. Características de las aguas residuales por zona ecológica y rango poblacional.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Concentraciones de SST (mg/L)					
Altiplano	715	710	655	645	550	455
Valles	585	600	550	520	465	405
Llanos	540	525	490	450	410	365
	Concentraciones de DBO_5 (mg/L)					
Altiplano	715	710	655	645	550	455
Valles	585	600	550	520	465	405
Llanos	540	525	490	450	410	365
	Concentraciones de DQO (mg/L)					
Altiplano	1.115	1.110	1.035	1.015	990	820
Valles	915	945	865	820	935	815
Llanos	845	825	770	705	815	735
	Concentraciones de N (mg N/L)					
Altiplano	143	133	127	138	125	100
Valles	133	129	125	111	105	89
Llanos	123	113	111	95	92	80
	Concentraciones de P (mg P/L)					
Altiplano	25,7	26,7	21,8	21,5	20,0	17,3
Valles	21,7	20,0	20,0	18,9	16,2	14,8
Llanos	20,0	17,5	17,8	16,2	14,2	13,3

Nota. Las concentraciones de sólidos en suspensión totales, DBO_5 y DQO se han obtenido de los aportes unitarios de aguas residuales y de las cargas unitarias contaminantes que se recogen en las Tablas 5.2 y 5.3. Las concentraciones de nitrógeno y fósforo son estimaciones en base a las concentraciones de DBO_5.

La concentración de coliformes fecales en las aguas residuales, para todas las zonas ecológicas tamaños poblacionales, se estima en 10^7 NMP/100 mL.

5.5.1.4 Calidad de los efluentes tratados

De acuerdo con el Anexo A-2 del Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica, la calidad de los efluentes tratados en las diferentes líneas de tratamiento, que viertan en masas de aguas aún no clasificadas, debe cumplir con los requisitos que se muestran en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5. Límites permisibles para descargas líquidas según el Anexo A-2 del RMCH.

Parámetro	Limite permisible
Sólidos en suspensión (mg/L)	60
DBO_5 (mg/L)	80
DQO (mg/L)	250
Coliformes fecales (NMP/100L)	1.000

5.5.1.5 Temperatura de diseño

Para el dimensionamiento básico de las diferentes líneas de tratamiento, se hace uso de la temperaturas (del aire/del agua, según el caso) medias del mes más frío, que se muestran en la Tabla 5.6.

Tabla 5.6. Temperatura de diseño.

Zona ecológica	Temperatura del aire (°C)	Temperatura del agua (°C)
Altiplano	5	9
Valles	13	17
Llanos	20	25

5.5.1.6 Altitud

Para aquellos dimensionamientos que hacen uso de la altitud en la que se construye la PTAR, se emplean los datos recogidos en la Tabla 5.7 *(MMAyA, 2011)*.

Tabla 5.7. Altitud media de las diferentes zonas ecológicas.

Zona ecológica	Altitud media (m. s.n.m.)
Altiplano	3.800
Valles	1.650
Llanos	325

5.5.2 Consideraciones para las estimaciones de superficie, costos de construcción y de operación y mantenimiento

Para las diferentes líneas de tratamiento seleccionadas, partiendo de los dimensionamientos básicos, se procede a la estimación de los requisitos de superficie, costos de construcción y costos de operación y mantenimiento, de acuerdo con las indicaciones que se recogen a continuación.

5.5.2.1 Estimación de la superficie necesaria para la construcción de la línea de tratamiento

A partir de los dimensionamientos básicos, se procede a estimar la superficie que se precisa exclusivamente para la construcción de cada línea de tratamiento, por lo que para calcular la superficie total necesaria, a esta se añade la superficie ocupada por los caminos internos y perimetrales así como la destinada a las casetas de servicio y aparcamiento.

En el caso de los caminos, se adopta un ancho promedio de 4 metros y en lo referente a las casetas de servicio estas cuentan con la superficie que se especifica en el apartado 5.5.2.2.

Con los datos obtenidos se elaboran unas curvas que permiten estimar la superficie necesaria (m^2), para la construcción de cada línea de tratamiento, en función del número de habitantes a los que da servicio (m^2/hab), la capacidad de tratamiento (m^3/d) y los kg de DBO_5 tratada (kg/d), para cada una de las zonas ecológicas consideradas.

5.5.2.2 Estimación de los costos de construcción de la línea de tratamiento

Para la estimación de los costos de construcción de las diferentes líneas de tratamiento, por su gran disparidad y dificultad de estandarización, no se incluyen los siguientes costos:

- Adquisición de los terrenos en los que se construye la PTAR.
- Colectores principales, emisarios y posibles bombeos que se precisen para conducir las aguas residuales a tratar hasta la PTAR.
- Colectores de vertido de las aguas tratadas en las PTAR.
- Acometida eléctrica, transformadores eléctricos o generadores para autonomía del funcionamiento en caso de emergencias.

Igualmente, por operatividad y ahorro económico, no se incluye los costos de construcción de un laboratorio para la realización de los ensayos necesarios para el seguimiento y control del funcionamiento de la PTAR considerándose que estas analíticas se llevan a cabo en laboratorios centralizados.

Sí se incluyen los costos de construcción de:

- By-pass general de la PTAR.
- Vías de circulación interna, que presentan 4 m de ancho y que se ejecutan en ripio.
- Instrumentos para la medición de caudal: en las PTAR menores de 5.000 habitantes se instala un medidor de caudal instantáneo a la salida de las mismas. De 5.000 a 20.000 habitantes se instala un medidor de caudal con registro de volúmenes acumulados de descarga a la salida de las PTAR. Por encima de los 20.000 habitantes, instalan medidores de caudal con registros, a la entrada y salida de las PTAR.
- Red interna de agua potable en la PTAR. En este costo no se incluye el costo de la red de agua potable hasta la PTAR.

- Caseta de servicio. El tamaño estimado de la misma va en consonancia con el tamaño de la población servida por la PTAR:
  - 1.000 a 2.000 habitantes: 20 m^2
  - 2.001 a 20.000 habitantes: 40 m^2
  - 20.001 a 50.000 habitantes: 60 m^2
- Puntos de iluminación necesarios para el alumbrado nocturno de las PTAR.
- Cerramiento perimetral de las PTAR, constituido por una cerco de malla metálica, de 2 m de altura, equipada con la correspondiente puerta de entrada.

Para la estimación de estos costos se hace uso de los precios unitarios de obra civil y de equipos, que se recogen en el Anexo II.- Cuadro de precios.

En el caso de los equipos, se han empleado costos actualizados extraídos de instalaciones españolas de tratamiento de aguas residuales incluidos costos de importación.

Con los datos obtenidos se elaboran unas curvas, que permiten estimar los costos de construcción (Bs) de cada línea de tratamiento, en función del número de habitantes a los que da servicio (Bs/hab), de la capacidad de tratamiento (m^3/d) y de los kg de DBO_5 tratada (kg/d), para cada una de las zonas ecológicas consideradas.

Las estimaciones de costos realizadas tienen como objetivo la comparación entre las diferentes líneas de tratamiento, pero en ningún caso representan los costos a ser adoptados por el proyectista. Para la elaboración del proyecto a diseño final se debe realizar el correspondiente análisis de precios unitarios.

En Bolivia se aprobaron mediante Resolución Biministerial RM 001/2020 del 22 de octubre de 2020 los parámetros costo-eficiencia para la construcción de sistemas de alcantarillado y PTAR, mismos que no distinguen entre las diferentes líneas de tratamiento posibles para las diferentes tecnologías de tratamiento, según piso ecológico y/o segmento poblacional, por lo que los costos estimados de construcción de cada línea de tratamiento que se presentan en la Guía,

son orientativos para la comparación entre diferentes soluciones posibles, y de ninguna manera se constituyen en un valor para la asignación de recursos de inversión para proyectos de alcantarillado sanitario. Para tal efecto, el proyectista deberá considerar los costos de cada situación específica, la normativa vigente y los parámetros de costo eficiencia actualizados.

5.5.2.3 Estimación de los costos de operación y mantenimiento

Para la estimación de estos costos se tienen en cuenta las consideraciones siguientes:

- En el costo del personal sólo se imputa el costo del personal permanente de las PTAR. Para la estimación de estos costos se tienen en cuenta los aspectos siguientes:
  - Se establecen tres categorías de trabajadores:
    - Responsable de la PTAR
    - Técnico electromecánico
    - Operador
  - Se han clasificado las tecnologías en tres grupos, de acuerdo con la complejidad de su operación y mantenimiento:
    - Tecnologías de baja complejidad: FAFA, Lagunajes, Humedales Artificiales Subsuperficiales y Lombrifiltros.
    - Tecnologías de complejidad intermedia: RAFA, Filtros Percoladores y CBR.
    - Tecnologías más complejas: Aireaciones Extendidas.

Para estos grupos se han estimado las necesidades de personal que se recogen en las Tablas 5.8, 5.9 y 5.10.

Tabla 5.8. Estimación de las necesidades de personal para las tecnologías: FAFA, Lagunas de Estabilización, Humedales Artificiales Subsuperficiales y Lombrifiltros.

Habitantes	1.000	2.000	5.000	10.000	20.000	50.000
Operador						
Nº operadores	1	1	1	1	1	2
Días/semana	5	5	5	5	5	7
% sueldo mes	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	2 sueldos Completos
Responsable de la PTAR						
Visitas/semana	0,5	0,5	0,5	0,5	1	1
Horas/visita	6	6	6	8	6	8
Horas/mes	12	12	12	16	24	32
% sueldo mes	7% del sueldo	7% del sueldo	7% del sueldo	9% del sueldo	13% del sueldo	17% del sueldo
Técnico electromecánico						
Visitas/semana					0,5	1
Horas/visita					8	8
Horas/mes					16	32
% sueldo mes					9 % del sueldo	17% del sueldo
Sereno					1 sueldo completo	1 sueldo Completo

Tabla 5.9. Estimación de las necesidades de personal para las tecnologías: RAFA, Filtros Percoladores y CBR.

Habitantes	1.000	2.000	5.000	10.000	20.000	50.000
Operador						
Nº operadores	1	1	1	2	2	2
Días/semana	5	5	5	7	7	7
% sueldo mes	1 sueldo completo	1 sueldo completo	1 sueldo completo	2 sueldos completos	2 sueldos completos	2 sueldos Completos
Responsable de la PTAR						
Visitas/semana	0,5	0,5	1	1	1	2
Horas/visita	6	6	6	6	8	8
Horas/mes	12	12	24	24	32	64
% sueldo mes	7% del sueldo	7% del sueldo	13% del sueldo	13% del sueldo	17% del sueldo	35% del sueldo
Técnico electromecánico						
Visitas/semana	0,25	0,25	0,5	0,5	1	1
Horas/visita	6	6	6	6	6	8
Horas/mes	6	6	12	12	24	32
% sueldo mes	4% del sueldo	4% del sueldo	7% del sueldo	7% del sueldo	13% del sueldo	17% del sueldo
Sereno					1 sueldo completo	1 sueldo Completo

Tabla 5.10. Estimación de las necesidades de personal para la tecnología de Aireaciones Extendidas.

Habitantes	1.000	2.000	5.000	10.000	20.000	50.000
Operador						
Nº operadores	1	1	2	2	2	3
Días/semana	5	5	7	7	7	7
% sueldo mes	1 sueldo completo	1 sueldo completo	2 sueldos completos	2 sueldos completos	2 sueldos completos	3 sueldos Comple-tos
Responsable de la PTAR						
Visitas/semana	1	1	2	2	2	3
Horas/visita	6	6	6	6	8	8
Horas/mes	24	24	48	48	64	96
% sueldo mes	13% del sueldo	13% del sueldo	26% del sueldo	26% del sueldo	35% del sueldo	52% del sueldo
Técnico electromecánico						
Visitas/semana	0,5	0,5	1	1	2	3
Horas/visita	6	6	6	6	6	6
Horas/mes	12	12	24	24	48	72
% sueldo mes	7% del sueldo	7% del sueldo	13% del sueldo	13% del sueldo	26% del sueldo	39% del sueldo
Sereno					1 sueldo completo	1 sueldo Completo

- En todos los casos, con independencia de la tecnología, como mínimo se cuenta con un operador a tiempo completo.

- Las horas del desplazamiento se incluyen en las horas de visita a la PTAR.

- Por encima de los 20.000 habitantes, al contar las PTAR con pretratamientos mecanizados, se incluyen técnicos electromecánicos.

- Para la estimación de los costos de personal se considera un total de horas mensuales trabajadas de acuerdo a la normativa laboral boliviana.

- Si bien se recomienda que todas las PTAR contemplen personal para vigilancia y seguridad de las instalaciones, para la estimación de los costos de personal de la presente guía, sólo se incluyen los costos de un sereno en poblaciones por encima de 10.000 habitantes.

- Para la estimación del costo del consumo de energía eléctrica, se ha determinado la potencia de los equipos electromecánicos con los que cuentan la línea de tratamiento. En función de esta potencia, y de las horas de funcionamiento de estos equipos, se ha estimado el consumo de energía eléctrica. En estos costos no se incluyen los costos de bombeo que se precisen para hacer llegar las aguas residuales a tratar hasta la PTAR. Se ha estimado un costo medio de la energía eléctrica para todo el país de 1 Bs/kWh.

- El costo del mantenimiento de la obra civil se ha estimado en el 0,5% anual de los costos totales de la obra civil, mientras que en el caso de los costos de mantenimiento de los equipos electromecánicos, estos se han estimado en el 4% anual del importe total de la partida de equipos electromecánicos, salvo en el caso de los Contactores Biológicos Rotativos, en los que por la importancia de esta partida, este porcentaje se ha reducido al 2%.

- Se tiene en cuenta el costo para la adquisición de los equipos de protección de los operadores y de limpieza de las PTAR.

- Para la estimación de los costos de la retirada de los residuos/subproductos generados en las PTAR se ha adoptado un costo de transporte de 30 Bs/m^3/km y una distancia media al relleno sanitario de 2 km.

- Los costos para el control analítico de las PTAR se han estimado de acuerdo con las siguientes premisas:

- Si bien en Bolivia se recomienda una frecuencia mínima para el seguimiento de las PTAR, establecida en la *"Guía para aplicación de herramientas e instrumentos de seguimiento, monitoreo y control de la operación y mantenimiento de las PTAR en Bolivia"*, aprobada mediante Resolución Administrativa Regulatoria AAPS 300/2018, para la estimación de los costos de análisis de la presente guía, se considera como idónea la siguiente frecuencia analítica, en función del tamaño de la población servida por la PTAR:

    - PTAR ≤ 2.000 habitantes: analítica cada dos meses
    - PTAR >2.000 y ≤ 20.000 habitantes: analítica mensual
    - PTAR ≥ 20.000 habitantes: analítica quincenal

    - En cada analítica se muestrea la entrada y salida de la PTAR y se trabaja con muestras compuestas.

    - En las muestras tomadas se determina, de acuerdo con el Anexo A-2 del RMCH: sólidos en suspensión, aceites y grasas, DBO_5, DQO, coliformes fecales y amonio. En caso de que exista clasificación del medio receptor del efluente de la PTAR, el número de muestras y parámetros se deberá adecuar a lo requerido según normativa.

    - El costo de las determinaciones "in situ" (pH, temperatura, conductividad eléctrica y oxígeno disuelto), se considera incluido en los costos de personal.

    - Se han empleado precios a nivel nacional para realización de las analíticas.

Con los datos obtenidos de estas estimaciones se confeccionan unas curvas que representan los costos de operación y mantenimiento (Bs/habitante/año) de la línea de tratamiento, en función del tamaño de la población servida y de la zona ecológica en cuestión.

En el Capítulo 7, y para cada una de las líneas de tratamiento consideradas, en las correspondientes estimaciones de requisitos de superficie, costos de cons-

trucción y de operación y mantenimiento, se especifican otras consideraciones, que complementan a las expuestas anteriormente.

En el ANEXO II, Cuadro de precios, se recogen los precios unitarios que se han empleado en la determinación de los costos de operación y mantenimiento de las diferentes líneas de tratamiento.

Referencias bibliográficas

Abellán, M. (2017). La desinfección en la regeneración de los efluentes depurados. XXXV Curso "Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones Depuradoras" (CEDEX). Madrid 2017.

MMAyA (2011). Guía Técnica de Diseño y Ejecución de Proyectos de Agua y Saneamiento con Tecnologías Alternativas.

Salcedo, I., Andrade, J.A., Quiroga, J.M., Nebot, E. (2007). Photoreactivation and dark repair in UV-Treated microorganisms: Effect of temperature. J. Environ Sci. Health, part A. 2007; 75,5: 1594-1600.

von Sperling, M., Chernicharo, C. (2005). Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions. IWA. ISBN: 1 84339 002 7.

Wagner, W. (2016). Reactores anaeróbicos para el tratamiento de aguas residuales urbanas. XXXIV Curso "Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones Depuradoras" (CEDEX). Madrid 2016.

Capítulo 6

Pozo de gruesos, obra de llegada, pretratamiento, medición de caudal y tratamientos primarios

Capítulo 6

Pozo de gruesos, obra de llegada, pretratamiento, medición de caudal y tratamientos primarios

En este capítulo se abordan las primeras etapas por las que pasan las aguas residuales urbanas a su llegada a las PTAR.

Se describen inicialmente los pozos de gruesos, para a continuación hacer referencia a la obra de llegada y detallar las diferentes etapas integradas en el pretratamiento (desbaste, desarenado y desengrasado).

Posteriormente, se introducen los tratamientos primarios, representados en esta guía por los Tanques Sépticos, los Tanques Imhoff y los Sedimentadores Primarios.

Para todos los elementos del pretratamiento y para los tratamientos primarios, se abordan: sus fundamentos, su dimensionamiento, sus principales características constructivas, los subproductos que generan y sus labores de operación y mantenimiento.

En el capítulo también se analiza la medición de los caudales de las aguas residuales, tanto en canales abiertos, como en tuberías.

El correcto diseño, construcción y operación y mantenimiento de todas estas etapas, son básicos para el buen funcionamiento de las plantas de tratamiento de aguas residuales.

6.1 Pozo de gruesos

Cuando se prevea en las aguas residuales a tratar la existencia de grandes sólidos, o la presencia de una excesiva cantidad de arenas, que podrían provocar problemas en el pretratamiento, se aconseja construir un pozo de gruesos previo a esta etapa.

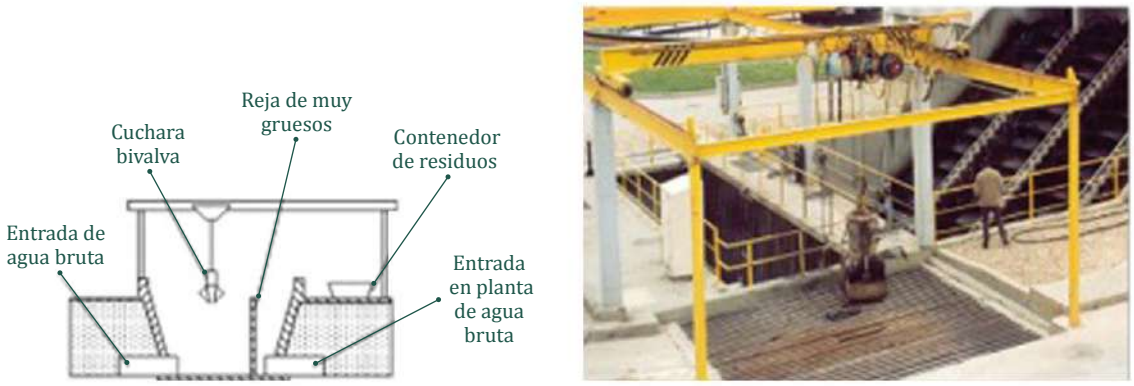
Este dispositivo consiste en un pozo, situado a la entrada del emisario a la PTAR, con fondo tronco piramidal invertido y paredes muy inclinadas (Figura 6.1), con el fin de concentrar los grandes sólidos y las arenas decantadas en una zona específica, desde donde se extraen periódicamente haciendo uso, generalmente, de una cuchara bivalva de accionamiento electro/hidráulico.

A la salida del pozo de gruesos, y previa al bombeo de cabecera, se instala una reja para la protección de las bombas, con un paso máximo entre barrotes de 100 mm, recomendándose que la limpieza de esta reja esté mecanizada.

Para el dimensionamiento de los pozos de gruesos se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones *(del Río, 2018)*:

- Carga hidráulica a caudal máximo: ≤300 $m^3/m^2/h$
- Tiempo de retención a caudal máximo: 0,5 - 1,0 minutos
- Profundidad del pozo de decantación: >2m

Figura 6.1. Esquema de un pozo de gruesos y construcción de uno de ellos a la entrada de una PTAR (en primer plano la cuchara bivalva para la extracción de los residuos) *(Ortega, 2015)*.



En caso de ser necesario, el pozos de gruesos se recomienda tan sólo para las instalaciones de tratamiento de mayor tamaño (por encima de los 20.000 habitantes) y, especialmente, cuando sea preciso bombear las aguas que llegan a la PTAR.

6.2 Obra de llegada

6.2.1 Descripción y fundamentos

Las aguas a tratar en las PTAR deben ingresar previamente en una cámara de llegada, a la que se conectan todos los emisarios que transportan las aguas residuales generadas por la población a la que se da servicio, para su tratamiento. Tras esta cámara se disponen las distintas etapas del pretratamiento.

La obra de llegada debe contar con los siguientes elementos:

- ***Aliviadero:*** todo caudal de las aguas residuales que supere al de diseño (calculado de acuerdo con la Norma NB688), deberá derivarse de la PTAR, evitando que entre en ella. El aliviadero es el dispositivo que facilita evacuar los excedentes de caudal y que también permite derivar todo el caudal afluente a la instalación de tratamiento en aquellas situaciones en las que esta deba aislarse por problemas operativos, u otras circunstancias. Para este fin, se recomienda el empleo de compuertas de apertura regulable, si bien, es frecuente recurrir también al empleo de vertederos de pared delgada, en canales sin contracción lateral.

- *By-pass general:* para la evacuación de las aguas procedentes del aliviadero, a través de una tubería o de un canal abierto, dirigiéndolas hacia la zona de salida de las aguas tratadas en la PTAR.

- *Compuertas:* permiten aislar la PTAR en caso necesario, evacuando las aguas que llegan a través del aliviadero y el by-pass.

La Figura 6.2 permite apreciar el aliviadero, las compuertas y la tubería de by-pass en la obra de llegada a una PTAR.

Figura 6.2. Elementos de la obra de llegada en una PTAR.

También, se recomienda la instalación de una cámara de toma de muestras de aguas residuales a la entrada de las PTAR, junto a la obra de llegada, que facilite la realización de muestreos representativos de las aguas que se están tratando. Debe tenerse en cuenta que la ubicación de esta cámara no puede estar afectada por ningún posible retorno (de aguas o de lodos), del proceso de tratamiento hacia la cabecera del mismo, pues ello afectaría a las características del afluente, no siendo representativas de las mismas las muestras que se tomen.

6.2.2 Criterios de dimensionamiento

6.2.2.1 Dimensionamiento del aliviadero de la obra de llegada

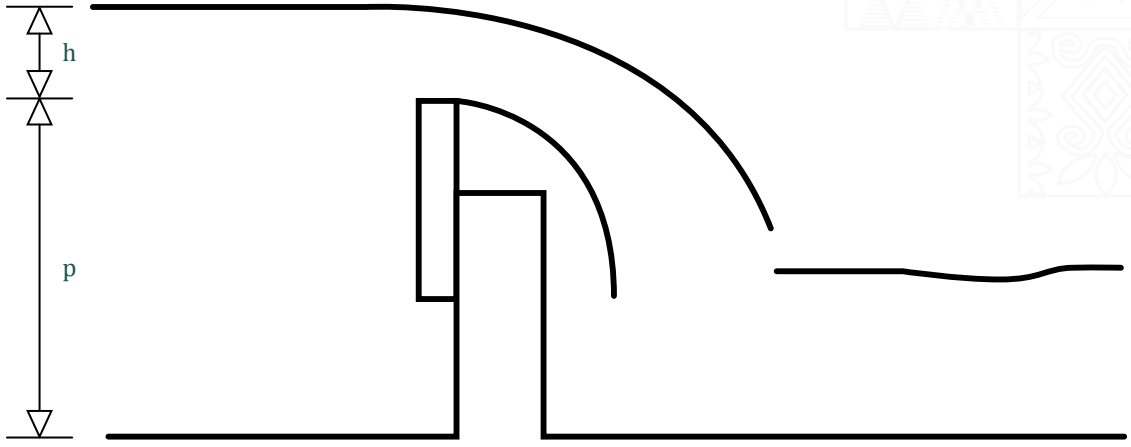
En el caso habitual de recurrir al empleo de vertederos rectangulares de pared delgada (Figura 6.3), el caudal que se puede aliviar a través de un elemento de este tipo de una longitud dada (L), viene dado por la expresión:

$$Q = \frac{2}{3}\ \mu \cdot L \cdot h\ .\ \sqrt{2\ .g\ .h}$$

Siendo:

Q: caudal vertido por el aliviadero (m/s)
μ: coeficiente de caudal de vertedero (adimensional)
L: longitud del vertedero (m)
h: altura de lámina de agua sobre el vertedero (m)
g: aceleración de la gravedad (m/s^2)

Figura 6.3. Esquema de un vertedero rectangular de pared delgada *(Hernández, 1995)*.



El coeficiente de caudal de vertedero (μ) puede calcularse mediante la fórmula de Bazín, que se emplea para alturas de láminas de agua (h) comprendidas entre 0,10-0,60 m y un calado de vertedero (P) entre 0,20 y 2,00 m.

$$\frac{2}{3}\mu = \left(0{,}405 + \frac{0{,}003}{h}\right) \cdot \left[1 + 0{,}55\,\frac{h^2}{(h+p)^2}\right]$$

Si no se necesita una gran exactitud, o para un primer tanteo, puede utilizarse la siguiente expresión, que relaciona el caudal vertido por el vertedero con su longitud y con la altura de la lámina de agua sobre el mismo.

$$Q = 1{,}9 \cdot L \sqrt{h^3}$$

6.2.3 Operación y mantenimiento

Las principales labores de operación y mantenimiento a realizar en la obra de llegada de una PTAR son las siguientes:

- Semanalmente, se comprobará el correcto funcionamiento del aliviadero ubicado en la obra de llegada. Si se detectan sedimentaciones en el canal de llegada, será necesario proceder a su limpieza, puesto que de no hacerse se producirán aliviados con caudales de aguas residuales inferiores a los adoptados para el diseño del aliviadero.

- Semanalmente, se comprobará el correcto funcionamiento de las compuertas ubicadas en esta zona y que permiten by-pasar el caudal excedente de la PTAR en caso de necesidad.

- Con la frecuencia que indique el fabricante, se procederá al engrasado de los vástagos de accionamiento de las compuertas ubicadas en la obra de llegada.

- Se comprobará semanalmente que la línea de by-pass no presenta obstrucciones que impidan evacuar los caudales de aguas residuales superiores a los de diseño, o by-pasar directamente el afluente sin pasar por la PTAR, en caso de necesidad.

6.3 Pretratamiento

Las aguas residuales, como paso previo a su tratamiento propiamente dicho, se someten a una etapa de pretratamiento, que consta de una serie de operaciones físicas y mecánicas, que tienen por objetivo separar del agua residual la mayor cantidad posible de materias (sólidos gruesos, arenas, grasas) que, por su naturaleza o tamaño, pueden dar lugar a problemas en las etapas posteriores del tratamiento.

El correcto diseño, construcción y posterior operación y mantenimiento de la etapa de pretratamiento, son aspectos de vital importancia para la correcta operación de una PTAR, pues cualquier deficiencia en los mismos repercute muy negativamente en el resto de las instalaciones de tratamiento, originando obstrucciones en tuberías internas de la PTAR, válvulas y bombas, desgaste de equipos, acumulación de arenas y sobrenadantes, pérdidas de rendimientos, etc.

Las distintas etapas que constituyen el pretratamiento, y el orden en que se construyen, dependerán en cada actuación concreta, de: la calidad del agua bruta de entrada, el tipo de tratamiento posterior adoptado y del tamaño de la población servida, entre otros factores. Así, y a modo de ejemplo, cuando sea preciso bombear las aguas residuales a la entrada de una PTAR, las etapas de desbaste y desarenado deberían anteceder al bombeo, para evitar problemas de desgaste por el carácter abrasivo de las arenas.

Si bien, lo habitual es que el pretratamiento esté constituido por las etapas de desbaste, desarenado y desengrasado, dispuestas en ese orden, también las operaciones de desarenado y desengrasado pueden realizarse de forma conjunta.

A continuación, se describen las distintas operaciones unitarias que forman parte del pretratamiento.

6.3.1 Desbaste

El desbaste constituye, generalmente, el primer proceso en el tratamiento de las aguas residuales, y tiene por objetivo básico la eliminación de sólidos de tamaño pequeño-mediano (piedras, trapos, ramas, plásticos, colillas, etc.), mediante su interceptación en rejas y/o tamices.

6.3.1.1 Rejas de desbaste

Consisten en barras paralelas, con una separación uniforme entre ellas, que se anteponen al flujo de aguas residuales entrante a la PTAR y en las que quedan retenidos los objetos que presentan una dimensión superior al tamaño de paso entre los barrotes de la reja.

Las rejas de desbaste se clasifican en función de:

- La distancia entre sus barrotes.
- Su sistema de limpieza.
- Su geometría.

En función de la distancia entre sus barrotes se distingue entre:

- ***Rejas de gruesos:*** en las que el paso libre entre los barrotes es de 20-60 mm.

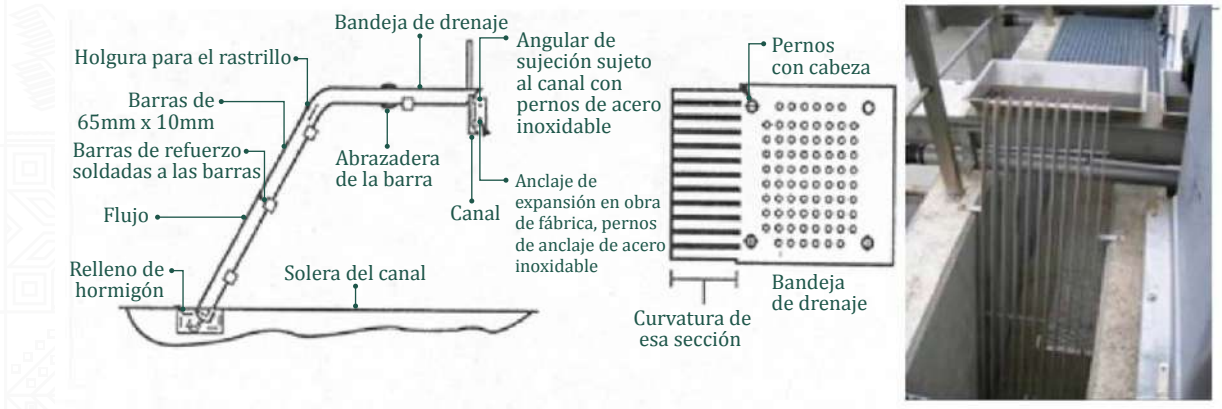
- ***Rejas de finos:*** con un paso libre entre los barrotes de 6-12 mm.

De acuerdo a cómo se realice su limpieza, las rejas de desbaste se clasifican en:

- ***Rejas de limpieza manual:*** están constituidas por barrotes rectos, inclinados con relación a la horizontal. Para su limpieza, los operadores, equipados con un rastrillo, proceden periódicamente al rastrillado de los objetos retenidos en los barrotes.

  Este tipo de rejas suelen contar con un canastillo perforado, o bandeja de drenaje, en su parte posterior, para acumular los sólidos que se van retirando de las rejas. El canastillo permite el escurrido, al canal de desbaste, del exceso de agua, de modo que cuando se retiran los residuos para su disposición final, la cantidad de agua en ellos sea la mínima posible. Con ello, aparte de economizar el transporte de estos residuos, se reduce su posibilidad de putrefacción, minimizando la generación de olores desagradables (Figura 6.4).

Figura 6.4. Reja de desbaste de limpieza manual con cestillo perforado posterior *(Ortega, 2015)*.

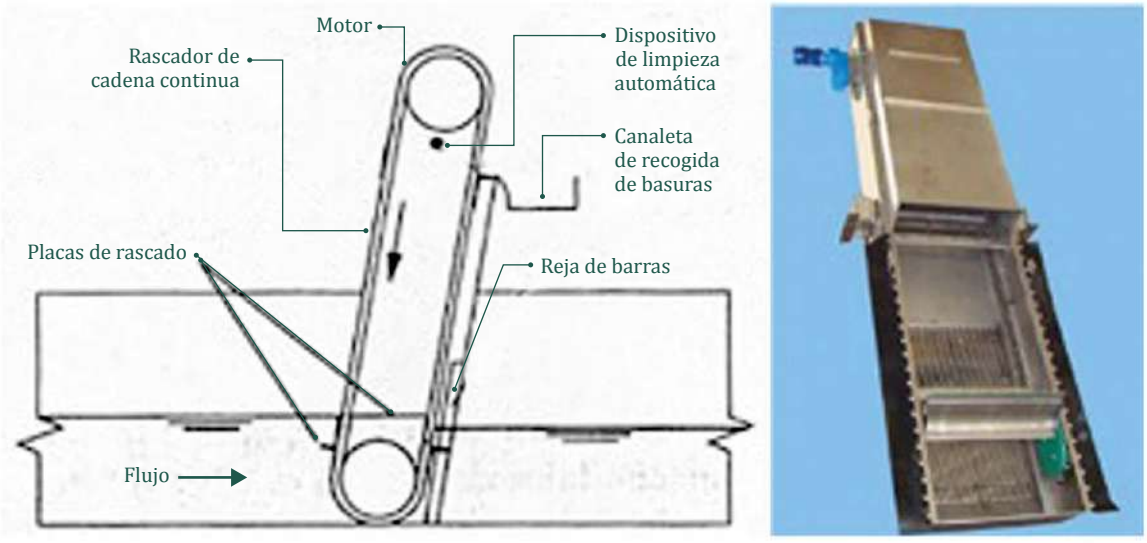


Como la limpieza de este tipo de rejas de desbaste se hace tan sólo periódicamente, la eliminación de la materia retenida entre limpiezas da como

resultado un aumento brusco de la velocidad del agua a través de la reja, lo que provoca una reducción en el rendimiento de eliminación de residuos.

- *Rejas de limpieza mecanizada:* incorporan un rastrillo móvil que, periódicamente y de manera automática, limpia la reja, extrayendo los residuos retenidos. Este rastrillo puede activarse mediante un temporizador, al superarse cierto valor establecido de pérdida de carga, o mediante un sistema combinado de temporización y pérdida de carga (Figura 6.5).

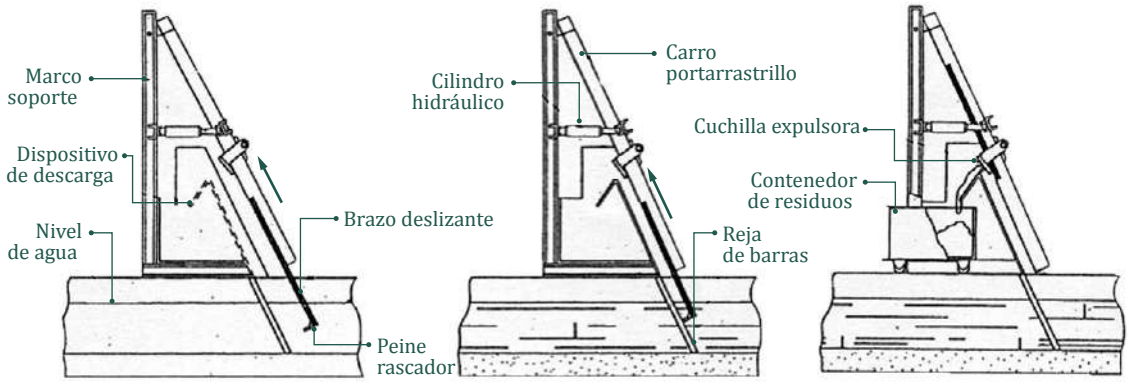
Figura 6.5. Reja de desbaste de limpieza mecanizada *(Ortega, 2015)*.



En consonancia con su geometría las rejas pueden ser:

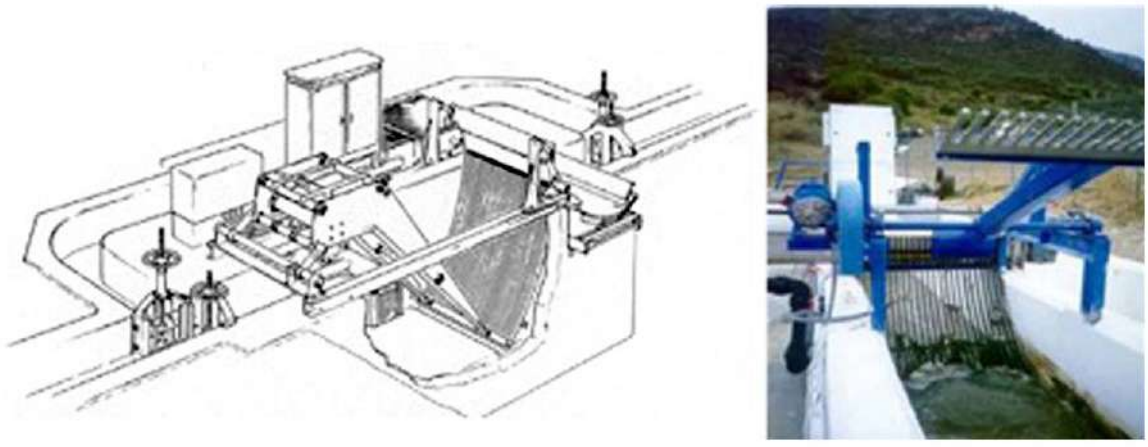
- *Rectas:* este tipo de rejas puede operar en canales de hasta 10 m de profundidad. Su limpieza puede ser tanto por la parte frontal de los barrotes, como por su parte posterior. El accionamiento del sistema de limpieza se realiza mediante cadenas o cables. Las primeras presentan como principal inconveniente el hecho de que las cadenas de transmisión se encuentran semisumergidas en las aguas residuales, lo que dificulta las operaciones de su mantenimiento. En el caso de las rejas accionadas por cables, el rastrillo es el único elemento que se sumerge en las aguas (Figura 6.6).

Figura 6.6. Funcionamiento de una reja de desbaste recta *(Ortega, 2015)*.



- ***Curvas:*** en este tipo de rejas el sistema frontal de limpieza consiste en uno, o dos rastrillos, dispuestos en el extremo de un brazo, que gira alrededor de un eje horizontal (Figura 6.7).

Figura 6.7. Rejas de desbaste curvas *(Ortega, 2015)*.



Este tipo de rejas son apropiadas para su instalación en canales poco profundos (0,4-2,0 m). La altura del agua alcanza, normalmente, el 75% de la longitud del radio y la evacuación de los residuos se realiza a poca altura, por encima de la lámina de agua.

Criterios de dimensionamiento

La disposición habitual del desbaste consta de una reja de gruesos seguida de una de finos.

En el caso de recurrir a rejas de limpieza mecanizada, se debe disponer un canal paralelo, a modo de by-pass, dotado de rejas de limpieza manual, que entrará en operación, mediante el accionamiento de las compuertas correspondientes, cuando se registre alguna avería en las rejas de limpieza mecanizada, corte de corriente eléctrica, o cuando se proceda a su mantenimiento.

Los aspectos básicos a considerar en el dimensionamiento de las rejas de desbaste son:

- La velocidad de paso del agua en el canal en el que se ubica la reja.
- La velocidad de paso del agua a través de los barrotes de la reja.
- La pérdida de carga originada por la reja.

Velocidad de paso del agua en el canal en el que se ubica la reja: para evitar que se depositen arenas en el fondo de este canal, esta velocidad debe ser la que se muestra en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1. Velocidades del agua en el canal de desbaste *(del Río, 2018)*.

	A caudal mínimo (m/s)	A caudal máximo (m/s)
Velocidad de paso del agua en el canal	≥ 0,4	≥ 0,9

La velocidad de paso a caudal máximo se fija para redes de alcantarillado sanitario combinado, en los que las lluvias arrastran importantes cantidades de arenas.

Para poblaciones menores de 2.000 habitantes, se hace más difícil cumplir el requisito de velocidad de paso a caudal mínimo, por lo que para estas situaciones se suele aceptar también el valor de 0,3 m/s.

Velocidad de paso del agua a través de la reja: debe ser suficiente para que los sólidos a retirar de las aguas residuales se apliquen sobre los barrotes de la reja, pero no tan elevada que provoque ni un atascamiento en la parte profunda de los barrotes, ni una excesiva pérdida de carga. Para cumplir ambos requisitos se recomienda que esta velocidad sea la siguiente:

Tabla 6.2. Velocidades del agua a través de las rejas de desbaste *(del Río, 2018)*.

	A caudal medio (m/s)	A caudal máximo (m/s)
Velocidad de paso del agua a través de la reja	≤ 1,0	≤ 1,4

El ancho del canal de desbaste, en la zona en la que se ubica la reja, viene dada por la expresión:

Siendo:

$$W = \frac{Q}{V \cdot h} \cdot \frac{(E + e)}{E} \cdot C$$

W: ancho del canal en la zona de la reja (m)
Q: caudal máximo que pasa por el canal (m^3/s)
V: velocidad máxima de paso del agua a través de la reja (m/s)
h: nivel del agua antes de la reja (m)
E: separación libre entre barrotes (mm) (ver Tabla 6.8)
e: espesor de los barrotes (mm) (ver Tabla 6.8)
C: coeficiente de seguridad que tiene en cuenta la colmatación de la reja. Normalmente se adopta un valor de 1,3, que se corresponde con un grado de colmatación de la reja del 30%.

La aplicación de esta fórmula para caudales muy pequeños (poblaciones menores a 2.000 habitantes), conduce a la obtención de anchos de los canales de desbaste tan pequeñas que no son viables, ni constructiva ni operativamente, por lo que se establece un ancho mínimo estos canales de 0,30 m.

Pérdida de carga originada por la reja: las rejas de desbaste provocan pérdidas de carga de 0,1-0,2 m, en el caso de las rejas de gruesos y de 0,2-0,4 m para las rejas de finos.

En el desbaste la tendencia actual se orienta a ir sustituyendo las rejas de limpieza manual por las de limpieza mecanizada, sobre todo en poblaciones de tamaño medio/grande.

Dentro de las rejas de limpieza mecanizada, las de geometría recta tienen su principal campo de aplicación cuando las aguas a tratar ingresan en la PTAR en canales profundos (de hasta 10 m). Por el contrario, las rejas de geometría curva están especialmente indicadas en canales de llegada de menor profundidad (0,4-2,0 m).

La selección del tamaño de paso de las rejas de desbaste viene condicionada por el tipo de tratamiento a que se sometan las aguas residuales. Así, en el caso

de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) se recomienda que la luz de paso de las rejas de desbaste no supere los 10 mm.

En aquellas situaciones en las que tan sólo se disponga una reja en la etapa de desbaste, esta no debe tener un tamaño de paso superior a los 20 mm.

6.3.1.2 Tamices

El tamizado consiste en la filtración de las aguas residuales sobre un soporte delgado, dotado de orificios o ranuras. En la etapa de pretratamiento de las aguas residuales urbanas se utilizan tamices con tamaños de paso de 0,5-3,0 mm, que alcanzan rendimientos de eliminación del orden del 10-80% en el caso de las arenas, del 15-25% en el caso de los sólidos en suspensión y del 10-15% en el caso de la DBO_5. Para aguas residuales diluidas, con poca presencia de arenas, los tamices pueden hacer la función de desarenadores, e incluso de tratamiento primario.

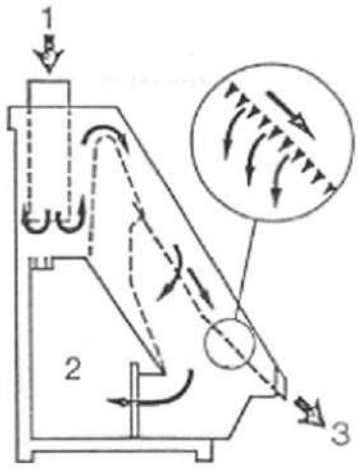
Un aspecto importante a la hora de la construcción de los tamices es la elevada pérdida de carga que provocan algunos tipos y que oscila entre 0,5-2,0 m, en función del tipo de tamiz y de la apertura de paso.

Los principales tipos de tamices que se aplican en el campo de las aguas residuales son los siguientes:

- ***Tamices estáticos o autolimpiantes:*** la malla filtrante está formada por pequeñas barras de sección en forma de cuña, orientadas de forma que la parte plana se enfrenta al flujo de agua, con lo que la separación entre barras en la cara que se enfrenta a las aguas es menor que en la cara opuesta, al objeto de evitar obstrucciones (Figura 6.8).

Figura 6.8. Tamiz estático o autolimpiante *(Ortega, 2015)*.

1 - Llegada de agua bruta
2 - Filtrado
3 - Residuos sólidos

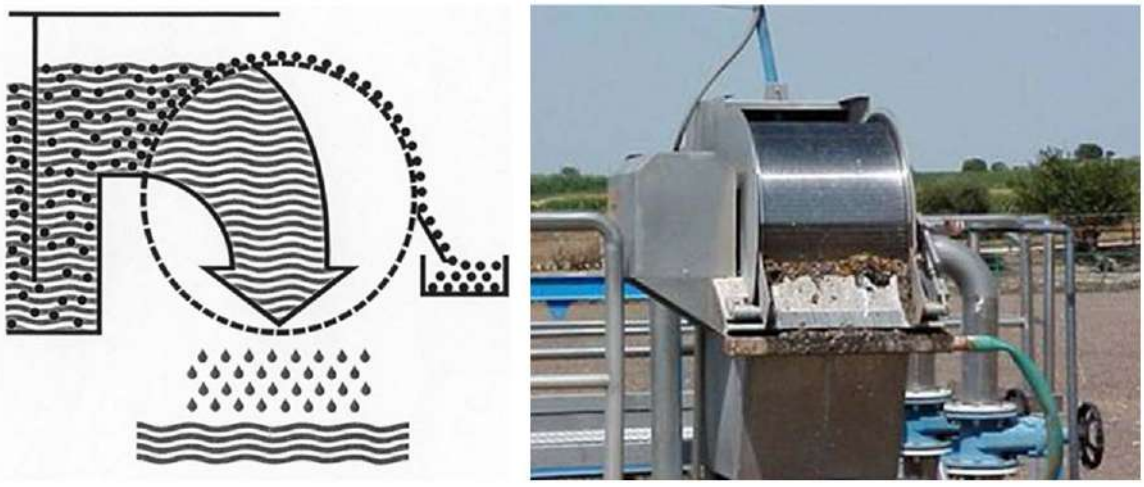


Al estar inclinada la superficie filtrante, los sólidos retenidos ruedan hasta un cajón recolector, autolimpiándose el tamiz. Como inconveniente de este tipo de tamices debe citarse la elevada pérdida de carga que generan (1,2-2,1 m).

- *Tamices rotativos o de tambor:* la malla filtrante se monta sobre un cilindro giratorio, que se coloca en el canal de desbaste (Figura 6.9). El agua a tamizar puede circular de dos formas diferentes: a) entrando por un extremo del tambor y saliendo a través de la superficie del tamiz, reteniéndose los sólidos en la parte interior del tambor; b) entrando por la parte exterior del tambor y saliendo por su interior, reteniéndose las partículas de mayor tamaño que las ranuras en la superficie exterior.

En este tipo de tamices la limpieza es continua, mediante el raspado del tamiz, que va girando, contra un rascador fijo. La pérdida de carga producida en este tipo de tamices se encuentra entre 0,8-1,4 m.

Figura 6.9. Tamiz rotativo o de tambor *(Ortega, 2015)*.

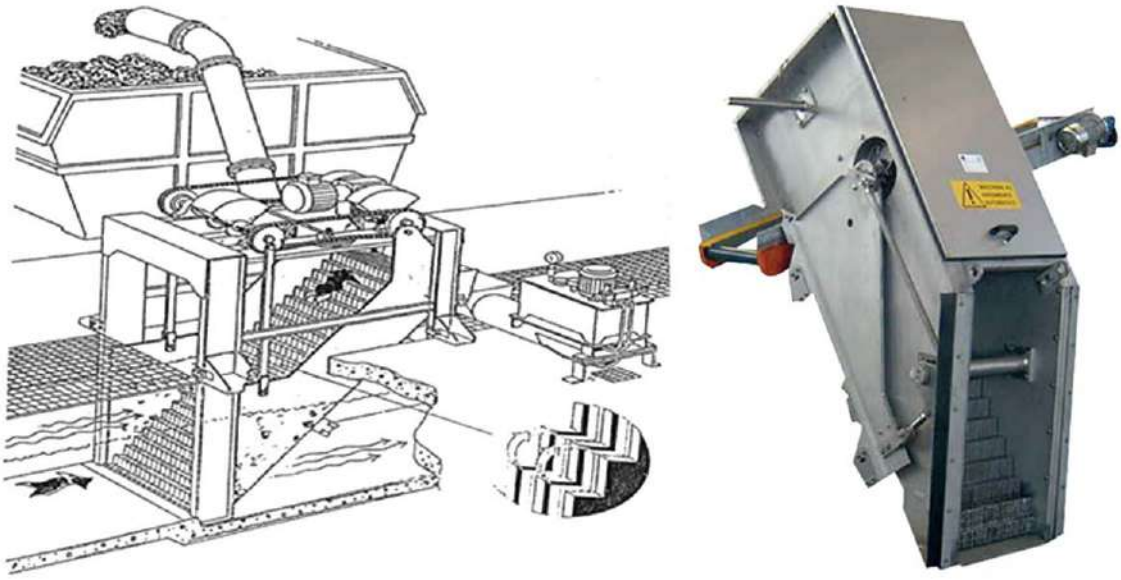


- *Tamices deslizantes:* en este tipo de tamices (Figura 6.10), los sólidos retenidos son separados mediante bandejas horizontales, dientes u otro tipo de artilugios, colocados escalonadamente, formando una cadena sin fin. La descarga se realiza por gravedad, al girar la cadena sobre la rueda dentada de tracción. La pérdida de carga para este tipo de tamices es de 0,1-0,4 m.

Figura 6.10. Tamices deslizantes *(MARM, 2010)*.

- *Tamices de escalera móvil:* están formados por láminas de acero inoxidable en forma de escalones (Figura 6.11). Una de cada dos láminas es móvil y describe un movimiento circular mediante un motor, una caja de engranajes, cadenas y ruedas excéntricas. Las partículas que quedan atrapadas en las láminas del tamiz, se elevan automáticamente hasta el siguiente escalón, cada vez que la escalera de láminas completa un ciclo de rotación. Con este sistema son difíciles las obstrucciones, teniendo capacidad para la elevación de sólidos de gran tamaño. La pérdida de carga de este tipo de tamiz es de 0,2-0,5 m.

Figura 6.11. Tamiz de escalera móvil *(Ortega, 2015)*.



- *Tamices de perfil en cuña*: constan de un tambor cilíndrico instalado en un contenedor o en un canal, con una inclinación de 35º (Figura 6.12).

Figura 6.12. Tamices de perfil en cuña *(Ortega, 2015)*.

El agua entra en el tambor frontalmente, quedándose los sólidos retenidos en la malla. Al alcanzar el agua una determinada diferencia de cota aguas arriba y abajo del tamiz, se pone en marcha el sistema de limpieza. El tambor comienza a girar, transportando los residuos hacia la parte superior y haciéndolos caer por medio de agua a presión y de un cepillo a una tolva, situada en el centro del tambor. Desde ahí, un tornillo sin fin transporta los sólidos hacia la tubería de extracción. Generalmente, este tipo de tamiz lleva incorporado un sistema de prensa hidráulica para los residuos. Su pérdida de carga oscila es de 0,2-0,4 m.

6.3.1.3 Cuantificación y caracterización de los residuos generados en el desbaste

El volumen de residuos retenidos en el desbaste (rejas y tamices) varía de forma significativa de una PTAR a otra, al estar fuertemente condicionado por las características propias de cada comunidad generadora de las aguas residuales, por lo que se trata de una partida difícil de evaluar, si no se poseen datos reales de operación.

A efectos de dimensionamiento, en función de la información recabada y a falta de un análisis más exhaustivo, puede estimarse la producción de residuos en la etapa de desbaste en 2 L/hab/año, para el contexto boliviano.

En lo referente a la composición de los residuos generados en la etapa de desbaste, esta es muy variable, si bien predominan los de origen orgánico, siendo también normal la presencia de toallitas higiénicas, colillas, trapos, objetos plásticos, etc.

En las PTAR de tamaño mediano/grande los residuos extraídos en los desbastes mecanizados se descargan en cintas o tornillos transportadores, para su evacuación a un contenedor (Figura 6.13). Estos sistemas de transporte de residuos deben contar con un sistema de arranque y parada, sincronizado con el funcionamiento de la reja o tamiz.

Figura 6.13. Tornillo compactador de residuos y cinta transportadora con prensa *(Ortega, 2015)*.

En las PTAR de mayor tamaño los residuos retirados en la etapa de desbaste se prensan antes de depositarlos en los contenedores. Con ello se logra una importante reducción en el volumen de los residuos generados (abaratando su transporte), a la vez que se minimiza la aparición de malos olores, al frenarse los procesos de putrefacción, como consecuencia de la disminución de su contenido en humedad.

Finalmente, los residuos generados en la etapa de desbaste suelen depositarse en contenedores de basura, dispuestos contiguos a las rejas y tamices, como paso previo a su evacuación a rellenos sanitarios.

6.3.2 Desarenado

Esta etapa del pretratamiento, que se ubica generalmente después del desbaste y antes del desengrasado, tiene por objetivo la separación, por la acción de la gravedad, de la mayor parte de la materia más densa presente en las aguas residuales (principalmente arenas), con un diámetro superior a 0,2 mm y una densidad mayor de 2,5 g/cm^3, para evitar su sedimentación en canales, conducciones y unidades de tratamiento y para proteger a las bombas de la abrasión.

En el tratamiento de las aguas residuales urbanas se hace uso de diferentes tipos de desarenadores:

- *Desarenadores estáticos de flujo horizontal:* en ellos el agua circula horizontalmente, depositándose, por su mayor densidad, las arenas en su fondo. Existen tres modalidades diferentes:

  - *Canales desarenadores de flujo variable:* al mantenerse constante la sección de paso en estos canales, la velocidad de las aguas residuales en los mismos es función de su caudal (velocidad = caudal/sección de paso), lo que provoca que para caudales bajos no sólo decanten arenas, sino también parte de la materia orgánica sedimentable pre-sente en las aguas residuales (Figura 6.14). Parte de esta materia es putrescible, lo que da lugar a que las arenas generen malos olores.

Figura 6.14. Canales desarenadores de flujo variable.

- *Canales desarenadores de flujo constante*: en estos canales se mantiene una velocidad fija del paso del agua, en torno a 0,3 m/s, independientemente del caudal que los atraviesa. Con ello que se logra que sedimente la mayor parte de las partículas de origen inorgánico y la menor parte posible de las de origen orgánico, por lo que son siempre preferibles a los de flujo variable.

  La velocidad de paso se puede mantener constante: a) colocando al final de los canales vertederos de salida de ecuación lineal (vertederos Sutro o Rettger, canales Parshall), (Figura 6.15), en los que las variaciones de caudal se traducen en variaciones de la altura de la lámina de agua (A, B, C); ó b) mediante una sección adecuada de los canales (perfil parabólico o trapezoidal) (D), (Figura 6. 15).

Figura 6.15. Opciones para mantener una velocidad de paso constante en canales desarenadores *(Metcalf&Eddy, 1998)*.

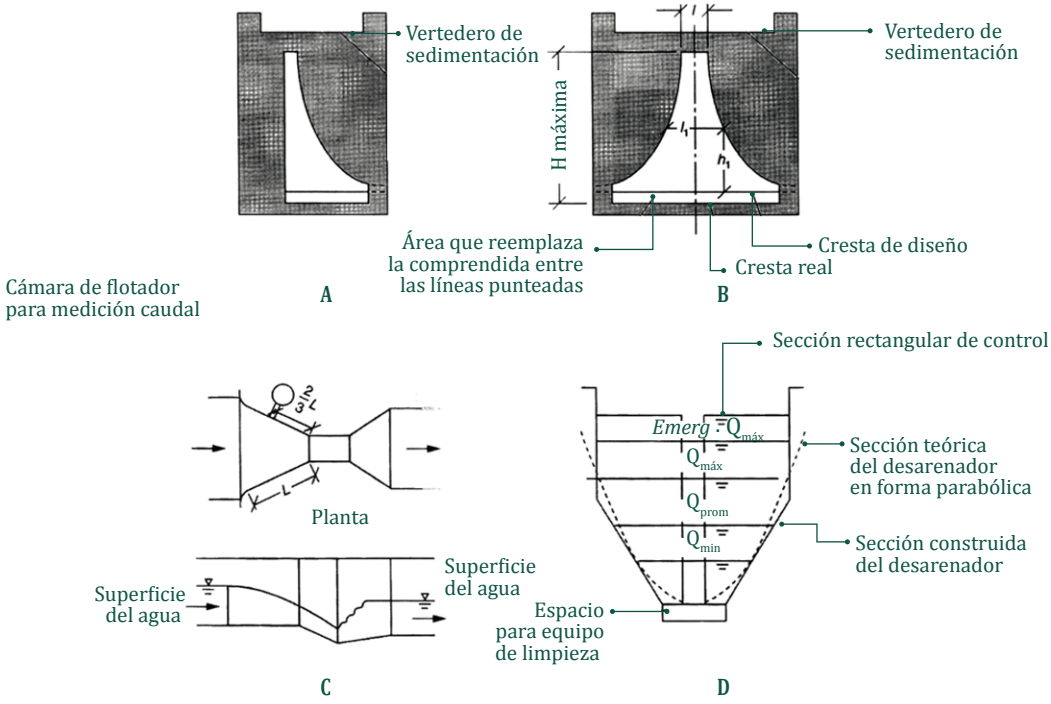


Figura 6.16. Vertederos Sutro en canales desarenadores de flujo constante *(del Río, 2018)*.

- *Desarenadores cuadrados de flujo horizontal:* en este tipo de desarenadores las aguas a tratar se distribuyen uniformemente por toda la sección transversal del tanque desarenador, haciendo uso de compuertas o deflectores, y fluyen a través del mismo hasta rebosar por un vertedero de descarga libre.

  Las arenas que sedimentan se transportan, mediante barredores mecánicos dispuestos en el fondo, hasta un pozo de recogida, desde donde se extraen con ayuda de mecanismos inclinados, tales como rastrillos mecanizados, o tornillos sin fin. El material extraído pasa a un concentrador de arenas, desde el que la materia orgánica separada se retorna al tratamiento (Figura 6.17 y 6.18).

Figura 6.17. Desarenador cuadrado de flujo horizontal con rasquetas *(Aquamec, 2005)*.

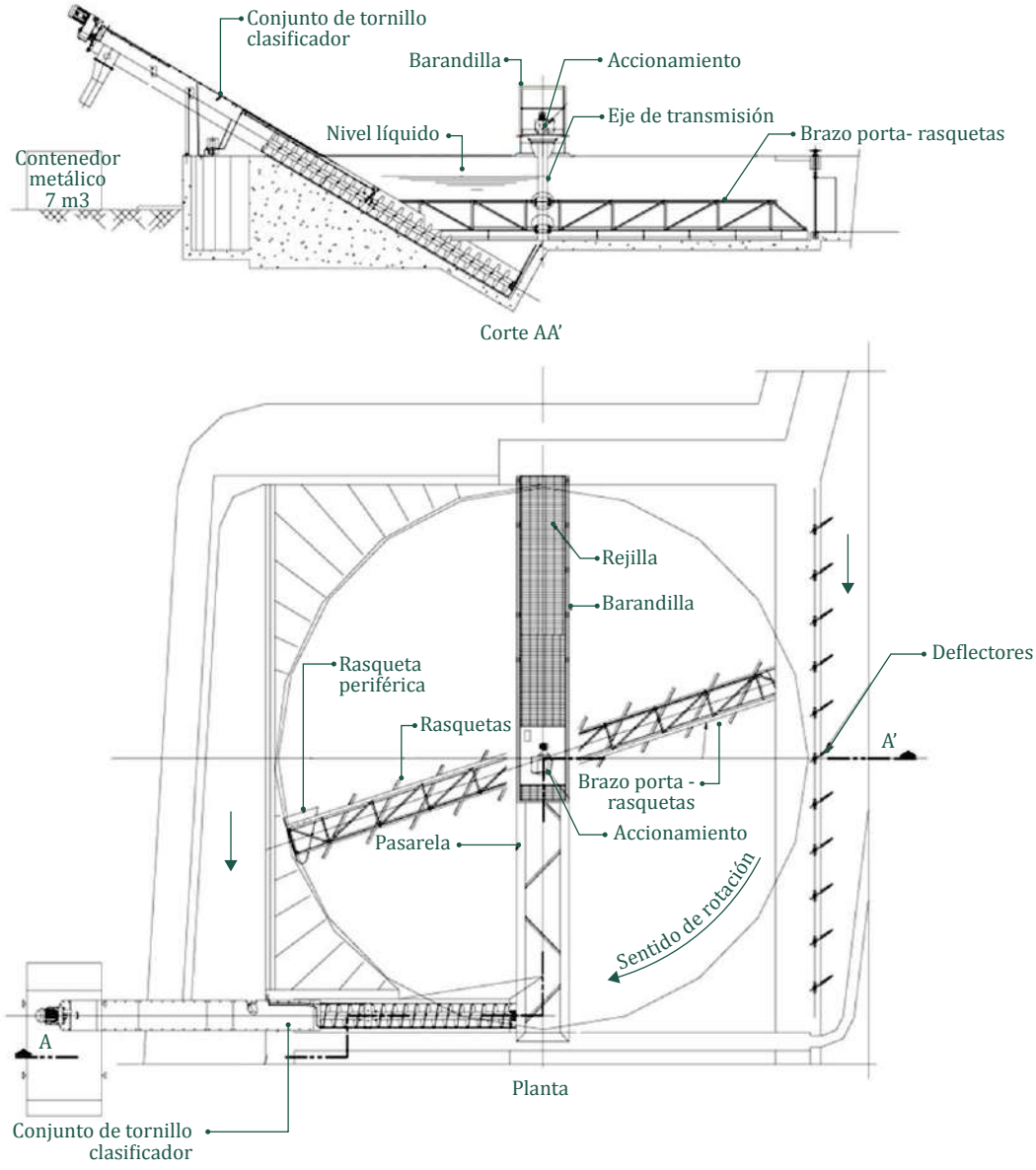
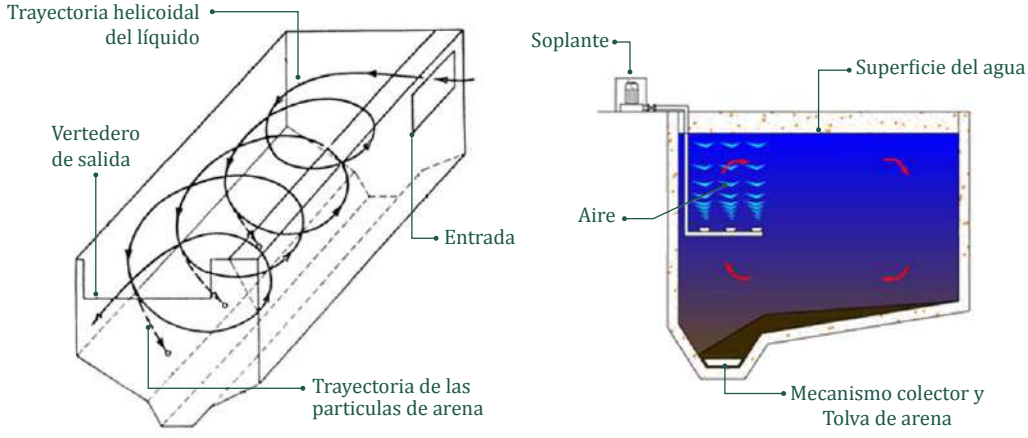


Figura 6.18. Desarenador cuadrado de flujo horizontal.

- *Desarenadores aireados:* en este tipo de desarenadores se introduce aire por su parte inferior, al objeto de provocar un movimiento en espiral de las partículas de arena, controlado por la propia geometría del tanque desarenador y por la cantidad suministrada de aire (Figura 6.19). Todo ello permite reducir el contenido en materia orgánica de la arena. Las paredes inferiores de este tipo de desarenadores presentan una fuerte inclinación para facilitar la retirada de la arena acumulada.

Figura 6.19. Esquema de un desarenador aireado *(MARM, 2010)*.



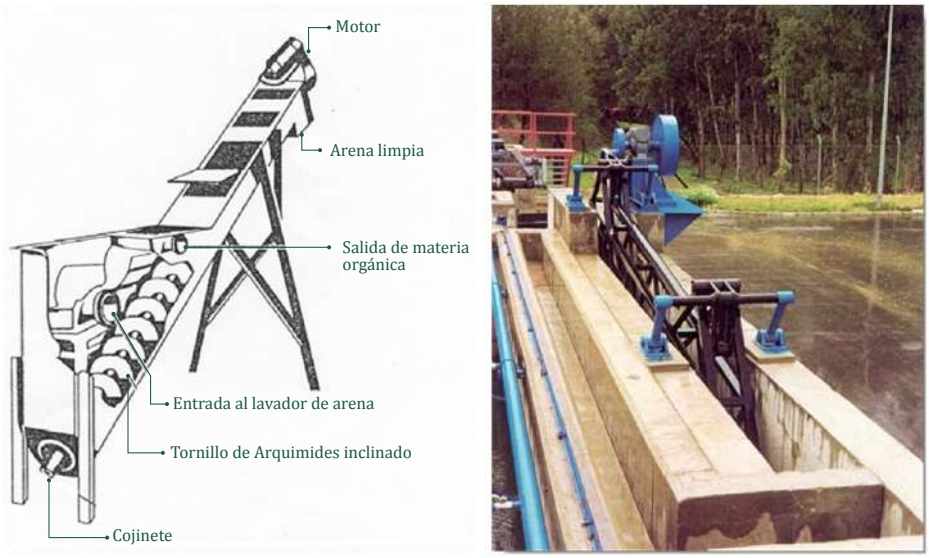
Los difusores de aire están situados en uno de los laterales del tanque, a una distancia de 0,5- 0,9 m sobre el fondo. Para el control hidráulico del desarenador, y para mejorar la eficacia en la eliminación de arenas, se suelen usar deflectores, tanto en la entrada, como en la salida del agua.

Los desarenadores aireados presentan las siguientes ventajas frente a los estáticos:

- El agua se airea, con lo que se evita, o minimiza, la producción de olores.
- Rendimientos constantes para amplias variaciones de caudal.
- Pérdidas de carga muy pequeñas.
- Las arenas extraídas tienen un bajo contenido de materia orgánica, siempre que se controle adecuadamente el caudal de aire.
- Posibilidad de utilizarlos también como desengrasadores, cuando el contenido en grasas del agua residual, no sea excesivo.

La extracción de las arenas acumuladas en los desarenadores estáticos o aireados se lleva a cabo mediante la aplicación de bombas centrífugas, o sistemas air-lift. Este tipo de sistemas lo que evacuan es una mezcla arena/agua, que posteriormente se separa haciendo uso de tornillos de Arquímedes, clasificadores de arena, hidrociclones, etc. (Figura 6.20). Las aguas retiradas retornan a cabecera del tratamiento, mientras que las arenas se almacenan en un contenedor, para su posterior transporte a relleno sanitario.

Figura 6.20. Clasificadores de arenas: de tornillo y alternativo de rastrillos *(Ortega, 2015)*.



6.3.2.1 Criterios de dimensionamiento

En las PTAR de menor tamaño normalmente se emplean desarenadores estáticos, con extracción manual de las arenas acumuladas, para lo que se suele recurrir al diseño de dos canales en paralelo, al objeto de facilitar las labores de operación y mantenimiento.

En las PTAR de mayor tamaño se suelen emplear desarenadores aireados, con sistemas mecánicos para la extracción de las arenas sedimentadas (bombas centrífugas o sistemas air-lift).

Las recomendaciones para el dimensionamiento de los desarenadores estáticos se muestran en la Tabla 6.3 *(del Río, 2018)*.

Tabla 6.3. Valores recomendados para el dimensionamiento de desarenadores estáticos.

Parámetro	Recomendación
Carga hidráulica a caudal máximo ($m^3/m^2/h$)	≤ 70
Velocidad horizontal (m/s)	0,3
Tiempo de retención hidráulica a caudal máximo (min)	1 - 2
Longitud (m)	20 - 25 veces la altura de la lámina de agua
Ancho mínima (m)	0,30

Cuando la retirada de las arenas es manual se requieren, como mínimo, dos canales en paralelo, con capacidad nominal cada uno de ellos, con el fin de mantener operativo uno de los canales, mientras el otro se encuentra en mantenimiento.

En el caso del diseño de desarenadores aireados los valores recomendados son los siguientes *(del Río, 2018)*:

Tabla 6.4. Valores recomendados para el dimensionamiento de desarenadores aireados.

Parámetro	Recomendación
Carga hidráulica a caudal máximo ($m^3/m^2/h$)	≤ 70
Velocidad horizontal (m/s)	≤ 0,15
Tiempo de retención hidráulica a caudal máximo (min)	2 - 5
Relación longitud/ancho	3/1 - 5/1 (valor típico: 4/1)
Relación ancho/profundidad	1/1 - 5/1 (valor típico: 1,5/1)
Profundidad (m)	2 - 5
Suministro de aire (Nm^3/min) por metro de longitud de canal	0,20 - 0,60 (valor típico 0,5)

La conveniencia de situar los desarenadores aguas arriba de los equipos mecánicos parece obvia y, en principio, las operaciones de pretratamiento deberían instalarse en el siguiente orden: desbaste-desarenado-bombeo, cuando este último sea necesario. Sin embargo, en ciertas ocasiones (colectores de llegada a mucha profundidad, freático elevado), es conveniente situar el bombeo previamente al desarenado, aún a costa de un mayor mantenimiento de las bombas, por razones económicas y de facilidad de operación (accesos, extracción de arenas, etc.).

6.3.2.2 Cuantificación y caracterización de los residuos generados

La cantidad de arenas que se extraen de los desarenadores es muy variable, pues depende del tipo de red de alcantarillado sanitario (combinado/separado), del propio estado de la red de alcantarillado (juntas deterioradas), condiciones climáticas (las lluvias fuertes provocan importantes arrastres de arenas), etc. Para la estimación de las cantidades de arena extraídas de los desarenadores puede hacerse uso de la siguiente tabla *(del Río, 2018)*.

Tabla 6.5. Estimación de las cantidades de arenas extraídas en los desarenadores.

Tipo de alcantarillado sanitario	Cantidad de arenas (L/ 100 m^3 agua residual)	Cantidad de arenas (L/hab/año)
Combinado	8 - 80	10 - 30
Separado	6 - 20	5 - 10

Para el diseño de los equipos necesarios para el bombeo, almacenamiento y transporte de las arenas, y al objeto de trabajar con un margen de seguridad, se recomienda el uso de los siguientes ratios:

- Alcantarillado sanitario combinado: 50 L/m^3 agua residual
- Alcantarillado sanitario separado: 5 L/m^3 agua residual

6.3.3 Desengrasado

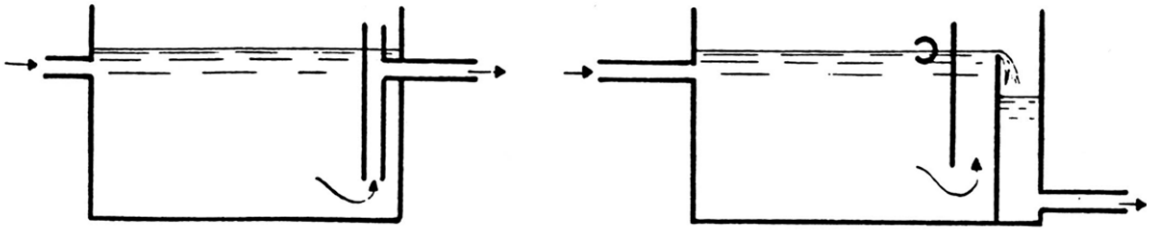
Esta etapa del pretratamiento tiene por misión la separación (por acción de la gravedad) de las grasas y demás materias más ligeras que el agua.

En ciertas ocasiones se prescinde de los desengrasadores, procediéndose a la retirada de las grasas y flotantes en los tratamientos primarios (Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Sedimentadores Primarios). En otras, caso de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), la etapa de desengrasando es de gran relevancia, para evitar la formación de costras en la superficie del reactor.

En el tratamiento de las aguas residuales urbanas se hace uso de diferentes tipos de desengrasadores:

- ***Desengrasadores estáticos:*** en ellos las aguas residuales pasan a través de un depósito dotado de un elemento (tubería sumergida, tabique deflector), que obliga a las aguas a salir por la parte inferior del mismo, lo que facilita que los componentes de menor densidad que el agua queden retenidos en la superficie (Figura 6.21).

Figura 6.21. Esquemas de desengrasadores estáticos.



La retirada de las grasas se lleva a cabo de forma manual, haciendo uso de un sistema de recogida superficial, o simplemente de un recogedor de hojas de piscina (Figura 6.22).

Figura 6.22. Extracción de las grasas mediante tuberías acanaladas y recogedor de grasas.

- *Desengrasadores aireados:* en este caso se inyecta aire por la parte inferior del desengrasador, con el objetivo de desemulsionar las grasas y de mejorar su flotación. Este tipo de desengrasador se suele usar combinado con la operación de desarenado.

  En los desengrasadores aireados la extracción de las grasas acumuladas en su superficie se lleva a cabo mediante el uso de rasquetas barredoras o de sistemas air-lift. Estos dispositivos lo que evacuan es una mezcla agua/grasa, que posteriormente se separa haciendo uso de los concentradores de grasas. En ellos las grasas se van aculumando en la superficie, desde donde son barridas periódicamente mediante unas rasquetas giratorias, que las conducen al depósito de almacenamiento

Las aguas retiradas retornan a la entrada de la PTAR, mientras que las grasas se almacenan en un contenedor, para su posterior transporte a rellenos sanitarios, junto al resto de residuos extraídos del pretratamiento.

Figura 6.23. Concentrador de grasas *(Ortega, 2015)*.

6.3.3.1 Criterios de dimensionamiento

Para el dimensionamiento de los desengrasadores estáticos se aconseja el empleo de las recomendaciones recogidas en la tabla siguiente *(MARM, 2010)*.

Tabla 6.6. Valores recomendados para el dimensionamiento de desengrasadores estáticos.

Parámetro	Valor recomendado
Carga hidráulica a caudal máximo ($m^3/m^2/h$)	≤ 20
Tiempo de retención a caudal medio (min)	≥ 30
Profundidad (m)	1,2 - 2,4

Los parámetros de dimensionamiento de los desengrasadores aireados se muestran en la Tabla 6.7, bajo la modalidad conjunta de desarenadores-desengrasadores aireados.

6.3.3.2 Cuantificación y caracterización de los residuos generados

Dada su variabilidad, como consecuencia de la posible presencia de vertidos industriales, junto a los netamente urbanos, no se dispone de datos para la cuantificación de los volúmenes de grasas que se retiran en la operación de desengrasado.

6.3.4 Desarenado-desengrasado

Es habitual, que cuando se recurre a pretratamientos mecanizados, las operaciones de desarenado y desengrasado se realicen de forma conjunta en elementos conocidos como desarenadores-desengrasadores aireados. En estos dispositivos se distinguen dos zonas, separadas por una pantalla longitudinal, que no llega hasta el fondo de la unidad de tratamiento.

- Una ***zona de tranquilización,*** en cuya superficie se van acumulando las grasas y de donde son barridas periódicamente por unas rasquetas que cuelgan de un puente de vaivén.

- Una ***zona turbulenta,*** por la inyección de aire por la parte inferior, en la que van decantado las arenas, que posteriormente son extraídas del fondo con el concurso de una bomba centrífuga que cuelga del puente de vaivén.

Figura 6.24. Desarenadores-desengrasadores aireados.

Las mezclas agua/grasas (extraída por las rasquetas) y agua/arenas (extraída por la bomba de arenas), se conducen a un concentrador de grasas y a un clasificador de arenas, respectivamente, de los que se extraen ambos residuos, mientras que las aguas se retornan a la obra de llegada de la PTAR.

La inyección de aire (generalmente mediante difusores de burbuja gruesa ubicados a unos 0,5 m del fondo), permite desemulsionar las grasas y extraer arenas más limpias de restos orgánicos.

6.3.4.1 Criterios de dimensionamiento

Los valores recomendados de los parámetros de dimensionamiento de los desarenadores-desengrasadores aireados se muestran en la tabla adjunta *(del Río, 2018)*.

Tabla 6.7. Valores recomendados para el dimensionamiento de desarenadores-desengrasadores aireados.

Parámetro	Valor recomendado
Carga hidráulica a caudal máximo ($m^3/m^2/h$)	≤ 35
Velocidad horizontal (m/s)	≤ 0,15
Tiempo de retención a caudal medio (min)	10 - 15
Profundidad (m)	2 - 5
Relación longitud/ancho	3/1 - 5/1 Valor típico: 4:1
Relación ancho/profundidad	1/1 - 5/1 Valor típico: 1,5/1
Suministro de aire (Nm^3/h por m^2 superficie desarenador)	5 - 8

Operando correctamente con una unidad de desarenado-desengrasado aireado, complementada con un clasificador de arenas y un concentrador de grasas, pueden obtenerse eliminaciones de arenas y grasas del orden del 90 y del 80%, respectivamente, grados de sequedad de las arenas del 90% y contenidos de materia orgánica en las mismas por debajo del 5%.

6.3.5 Características constructivas de las etapas del pretratamiento

De forma genérica

- Lo más habitual es construir, tanto la obra de llegada como los canales de desbaste, los desarenadores y los desengrasadores, en hormigón.
- Todos los elementos metálicos del pretratamiento en contacto con las aguas residuales a tratar (barrotes de las rejas de desbaste, sistemas de limpieza de las rejas, tamices, tuberías, etc.), dadas las características corrosivas de estas, deberían ejecutarse en acero inoxidable, preferentemente AISI 316.

Rejas de desbaste

- Presentan una inclinación de 45-60º con relación a la horizontal.
- En las de limpieza manual, su longitud no debe exceder de la que se pueda rastrillar fácilmente a mano.
- La Tabla 6.8 resume los tamaños de paso y el espesor de los barrotes para las rejas de gruesos y de finos.

Tabla 6.8. Separación y espesor de los barrotes en rejas de desbaste.

Tipo de reja	Separación entre barrotes (mm)	Espesor de los barrotes (mm)
Rejas de gruesos	20 - 60 (20 - 30)[1]	12 - 25
Rejas de finos	6 - 12 (10)[1]	6 -12

[1]Entre paréntesis se recogen los valores habituales.

- El mecanismo de limpieza mecanizada de las rejas debe contar con un doble sistema de control, por pérdida de carga y por tiempo, de forma que se active cuando la pérdida de carga a través de la reja automática supere el límite fijado y, si durante el tiempo límite fijado entre dos activaciones no se supera la pérdida de carga fijada, se activará la limpieza automática mediante el control temporal.
- Las rejas de limpieza mecanizada dispondrán también de un sistema limitador de par, para que en los casos en que se produzca sobrecarga

o bloqueo del sistema, este limitador ponga fuera de servicio el sistema de limpieza automático, evitando su deterioro.

Desarenadores estáticos

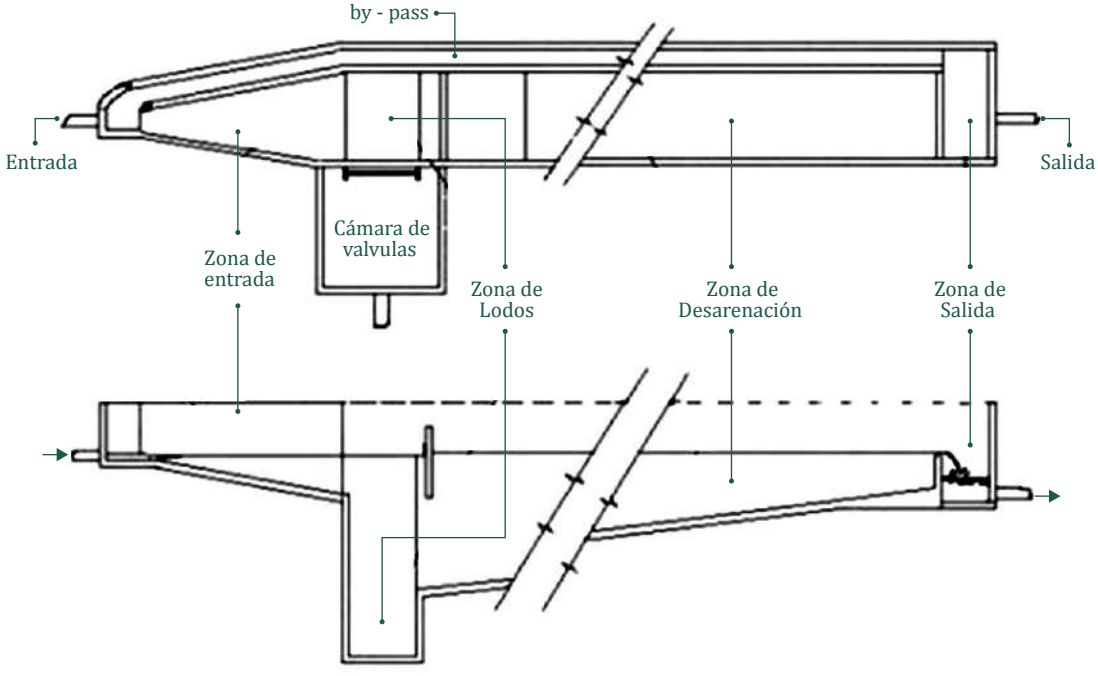
- Los canales desarenadores contarán con compuertas al principio y final de los mismos, para permitir su aislamiento en los momentos en que se proceda a las labores de mantenimiento, para la retirada de las arenas acumuladas.

- Para la extracción de las arenas son varias las posibilidades:

  - Existen desarenadores que permiten el vaciado del canal en el que se van a retirar las arenas, lo que facilita el secado de las mismas, antes de proceder a su extracción.

  - En otros casos, los desarenadores cuentan con el fondo inclinado hacia una tolva central, que cuenta con una válvula. La apertura de esta válvula permite el arrastre al exterior de las arenas acumuladas en el fondo del desarenador (Figura 6.25).

Figura 6.25. Desarenador de fondo inclinado y tolva con válvula *(OPS-CEPIS, 2005)*.



En ocasiones, en la tolva del caso anterior, se dispone un cestillo, que permite la separación de las arenas.

- Cuando los desarenadores no dispongan de estos dispositivos, la retirada de las arenas se hará de forma manual.

Desarenadores-desengrasadores aireados

- La entrada en operación de los sistemas de extracción de las mezclas agua-arenas y agua-grasas, así como la entrada en operación de los concentradores-clasificadores de arenas y de los concentradores de grasas, estarán temporizados, con un pequeño desfase entre ellos, para permitir la concentración de los residuos a extraer (arenas y grasas).

6.3.6 Operación y mantenimiento de las etapas del pretratamiento

De forma genérica

- En aquellos casos en que el desbaste se ubique en distintos canales en paralelo, quincenalmente se procederá a comprobar el funcionamiento y estanqueidad de las compuertas que permiten enviar las aguas hacia el canal que en cada momento se encuentre operativo. Si dichas compuertas tienen vástagos de accionamiento, mensualmente se efectuará el engrase de los mismos.

- Cuando se detecten sedimentaciones en el fondo de los canales en los que se ubican las rejas de desbaste, se procederá a su extracción manual para su envío a relleno sanitario.

Desbaste

Rejas de desbaste de limpieza manual

La limpieza de las rejas manuales se efectuará por rastrillado, depositándose los residuos que se extraigan en los cestillos perforados dispuestos al efecto, con objeto de conseguir su escurrido antes de su recogida en un contenedor, para su posterior envío a relleno sanitario.

La periodicidad de la limpieza de las rejas de desbaste será, al menos, la misma que la de las visitas a la estación de tratamiento, para evitar la aparición de olores desagradables. La frecuencia mínima, para las PTAR de menor tamaño, será semanal.

Especial atención se debe prestar a la limpieza de las rejas manuales de desbaste en períodos de lluvias, incrementando entonces la frecuencia de limpieza, dado que en esos momentos es mucho mayor el volumen y la heterogeneidad de los sólidos que se retienen en las mismas.

Rejas de desbaste de limpieza mecanizada

- Los tiempos de accionamiento de los peines rascadores se ajustarán en consonancia con las observaciones que se efectúen sobre su funcionamiento, acortándose en época de lluvias.

- Los residuos que no sean extraídos por los peines se eliminarán semanalmente de forma manual mediante rastrillado, previa desconexión del equipo.

- De acuerdo con el programa de las casas fabricantes de los equipos, se procederá regularmente al engrase (empleando para ello el lubricante que se especifique) y supervisión de los elementos electromecánicos.

Tamices

De forma general

- Cuando se detecten sedimentaciones en el fondo de los canales en los que se ubican los tamices, se procederá a su extracción manual para su envío a relleno sanitario.

- En aquellos casos en que el tamizado se ubique en distintos canales en paralelo, quincenalmente se procederá a comprobar el funcionamiento y estanqueidad de las compuertas que permiten enviar las aguas hacia el canal que en cada momento se encuentre operativo. Si dichas compuertas tienen vástagos de accionamiento, mensualmente se efectuará el engrase de los mismos.

Tamices estáticos

- La periodicidad de la limpieza de estos tamices será, al menos, la misma que la de las visitas a la estación de tratamiento. Para ello, se procederá al cepillado de la superficie filtrante en la dirección de las ranuras. Igualmente, una vez al mes se procederá a la limpieza de la superficie filtrante con la ayuda de un cepillo de cerda rígida y empleando algún producto detergente, para la eliminación de las grasas acumuladas.

- Especial atención se debe prestar a la limpieza en períodos de lluvias, incrementando entonces la frecuencia de limpieza, dado que en esos momentos es mucho mayor el volumen y la heterogeneidad de los sólidos que se retienen en los tamices.

Tamices dinámicos (rotativos, deslizantes, de escalera móvil, de perfil en cuña)

- De acuerdo con el programa de las casas fabricantes de los equipos, se procederá regularmente al engrase (empleando para ello el lubricante que se especifique) y a la supervisión y recambio de los elementos electromecánicos.

Desarenado

Desarenadores estáticos

- Quincenalmente se comprobará el correcto funcionamiento y estanqueidad de las compuertas ubicadas en los canales desarenadores, que permiten derivar el caudal de aguas residuales hacia el canal que se encuentre en operación.

- Las labores de retirada de las arenas vendrán condicionadas por los dispositivos con los que cuenten los desarenadores para este fin (ver características constructivas).

- Las arenas depositadas en el fondo de los canales, que no cuenten con sistema de limpieza, se retirarán manualmente al menos una vez por semana, para evitar su compactación y para minimizar la generación de olores desagradables. Para ello se dejará fuera de servicio el canal a limpiar (poniendo en funcionamiento otro canal paralelo), y se retirarán

las arenas con el auxilio de una pala (o herramienta similar), un recipiente para el depósito provisional de las arenas antes de su envío a contenedor y el uso de la vestimenta adecuada (guantes, botas, gafas, etc.).

- En los desarenadores de velocidad variable, antes de proceder a la retirada de las arenas depositadas, es aconsejable ***"cepillarlas"*** en los momentos en que circulen caudales suficientes de agua, al objeto de resuspender la materia orgánica retenida en las arenas, que será arrastrada por las aguas.

- En ocasiones, las arenas extraídas se depositan en lechos de secado, similares a los que se emplean para la deshidratación de los lodos.

Desarenadores aireados

- De acuerdo con el programa de las casas fabricantes de los equipos, se procederá regularmente al engrase (empleando para ello el lubricante que se especifique) y a la supervisión y recambio de los elementos electromecánicos de este tipo de desarenadores.

Desengrasado

De forma genérica

- En las paredes de los desengrasadores, y a la altura de lámina de agua, se irán formando con el paso del tiempo costras de grasa, que ocluyen otros materiales flotantes. Estas costras se eliminarán mensualmente con la ayuda de una espátula, enviándose los residuos extraídos a los contenedores que acumulan los residuos de la etapa de desbaste.

Desengrasadores estáticos

- Las grasas y flotantes que se acumulen en la superficie de los desengrasadores estáticos se retirarán cuando se observe la formación de una capa consistente en su superficie, al objeto de minimizar la extracción de agua. Para la extracción de las grasas y flotantes se hará uso de un recoge hojas de piscina.

- Cuando se observe un excesivo burbujeo en la superficie de los desengrasadores estáticos, será necesario proceder a la extracción de los

lodos acumulados en su fondo. Estos lodos se enviarán a la etapa de tratamiento primario, cuando la PTAR cuente con ella, o, en su caso, se mezclarán con los lodos purgados en la etapa de decantación secundaria.

Desengrasadores aireados

- De acuerdo con el programa de las casas fabricantes de los equipos, se procederá regularmente al engrase (empleando para ello el lubricante que se especifique) y a la supervisión y recambio de los elementos electromecánicos de este tipo de desengrasadores.

6.3.7 Pretratamiento manual *vs.* mecanizado

Se exponen, a continuación, las ventajas e inconvenientes que conlleva la construcción de sistemas de limpieza mecanizada o manual en las distintas etapas que componen el pretratamiento.

De forma genérica

- Siempre que haya un buen mantenimiento de los equipos electromecánicos, en los pretratamientos mecanizados se reducen las necesidades de personal de operación.

- Los pretratamientos mecanizados presentan un consumo energético asociado, si bien, este es reducido, dado la escasa potencia instalada y por el hecho de que los elementos electromecánicos implantados operan de forma intermitente.

- La presencia de equipos electromecánicos en los pretratamientos mecanizados conlleva la posible aparición de averías y mayores necesidades de mantenimiento (preventivo y correctivo) que en los pretratamientos de limpieza manual. Mantenimiento que requiere operadores cualificados.

- Los sistemas mecanizados conllevan mayores costos de construcción.

- Los sistemas mecanizados pueden estar sujetos a una cierta dependencia de suministros procedentes del extranjero, en los casos en que no se comercialicen a nivel nacional.

Desbaste

- Las rejas con limpieza mecanizada reducen los problemas de atascos, dado que su limpieza se activa de forma automática cuando se requiere.

- Con la limpieza mecanizada se consiguen mejores rendimientos de eliminación de sólidos en la etapa de desbaste, ya que se evitan los arrastres que se producen en las rejas al realizar su limpieza de forma manual, por el brusco aumento de la velocidad del flujo. En el desbaste mecanizado se trabaja con menores grados de colmatación, por lo que la pérdida de carga es menor.

- Los canales con rejas de desbaste de limpieza mecanizada requieren la construcción de un canal de desbaste manual paralelo, que entra en operación cuando se ejecutan las paradas de mantenimiento del sistema automático, o en casos de averías o fallos en el suministro eléctrico.

Desarenado-desengrasado

- Los desarenadores-desengrasadores aireados consiguen mejores rendimientos de eliminación de arenas y grasas, y en el caso de las arenas, estas presentan mucho menor contenido de materia orgánica.

6.4 Medición de caudales

La medición de caudales es un requisito básico para poder llevar a cabo una eficaz operación de las PTAR y para poder evaluar los costos del tratamiento por unidad de volumen de agua tratada.

El Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica (RMCH), en su artículo 59º recoge que: *"las aguas residuales tratadas descargadas a un cuerpo receptor, estarán obligatoriamente sujetas -como parte del sistema o planta de tratamiento- a medición mediante medidores indirectos de caudal, si los caudales promedios diarios son menores a 5 litros por segundo, y con medidores de caudal instantáneo y registradores de los volúmenes acumulados de descarga, si el caudal promedio supera la cifra señalada".*

Se analizan a continuación los tipos de medidores de caudal más habituales en el ámbito del tratamiento de las aguas residuales, tanto los que se implantan en canales abiertos, como en conducciones en carga.

6.4.1 Medición de caudal en canales abiertos

En canales abiertos la medición de caudal se lleva a cabo, normalmente, en vertederos (rectangulares o triangulares), o en canales tipo Parshall (Figura 6.26).

Figura 6.26. Vertedero rectangular, triangular y canal Parshall *(Ponce, 2013)*.

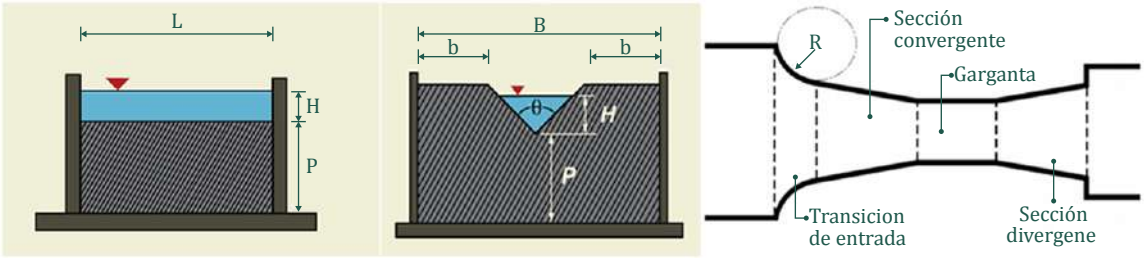
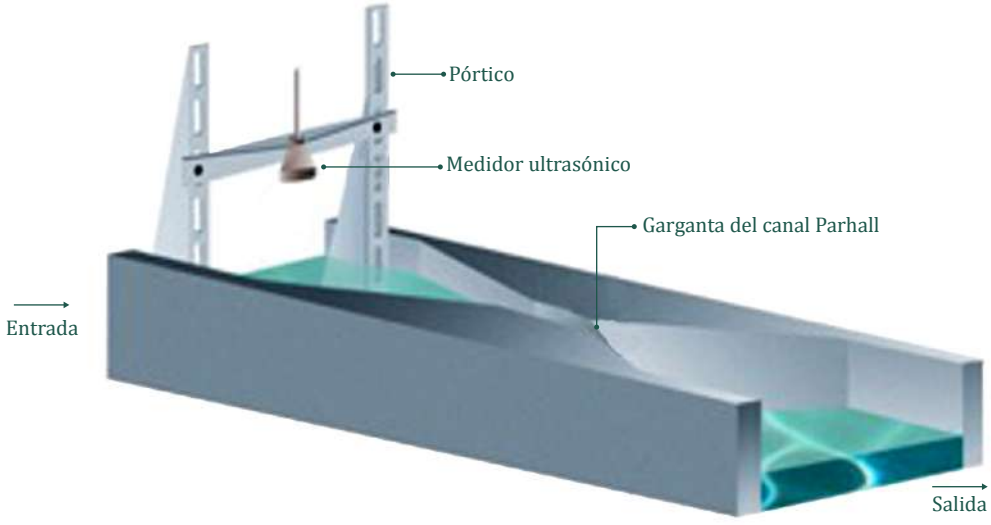


Figura 6.27. Instalación de un vertedero triangular *(MARM, 2010)*.

Estos elementos suelen contar con una reglilla para la medición del nivel del agua y, en el caso de los canales Parshall, también es frecuente que la medición del nivel de agua se efectúe con el auxilio de un flotador, que se dispone el mismo canal, o en una pileta construida al lado del canal y comunicada con él por su parte inferior. Los operadores de las PTAR disponen de tablas, que traducen las medidas de nivel efectuadas a caudales instantáneos de las aguas residuales circulantes, en función del tipo de elemento de medida seleccionado.

La medición del nivel de agua en vertederos y canales Parshall también se puede llevar a cabo haciendo usos sistemas ultrasónicos, que traducen automáticamente el nivel de agua medido a valores de caudales instantáneos (Figura 6.28). Además, se suele disponer de registradores de caudales acumulados, lo que permite saber día a día el caudal total de agua que ha pasado por el canal.

Figura 6.28. Canal Parshall equipado con un medidor ultrasónico de nivel *(REMOSA)*.



De los medidores de caudal en canales abiertos mencionados, 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, siempre que sea posible, instalar canales Parshall prefabricados (Figura 6.29).

Figura 6.29. Canal Parshall prefabricado *(EINAR S.A.)*.

La Tabla 6.9 recoge, para distintos anchos de garganta, los niveles de caudales máximo y mínimos que pueden medirse haciendo uso de canales Parshall *(De Acevedo y Acosta, 1976)*.

Tabla 6.9. Caudales en función del ancho de garganta en canales Parshall.

Ancho de garganta		Caudal (L/s)	
Pulgadas	Centímetros	Mínimo	Máximo
2	5,1	0,53	14,1
3	7,6	0,85	53,8
6	15,2	1,52	110,4
9	22,9	2,55	251,9
12	30,5	3,11	455,6
18	45,7	4,25	696,2

6.4.2 Medidores de caudal en conducciones en carga

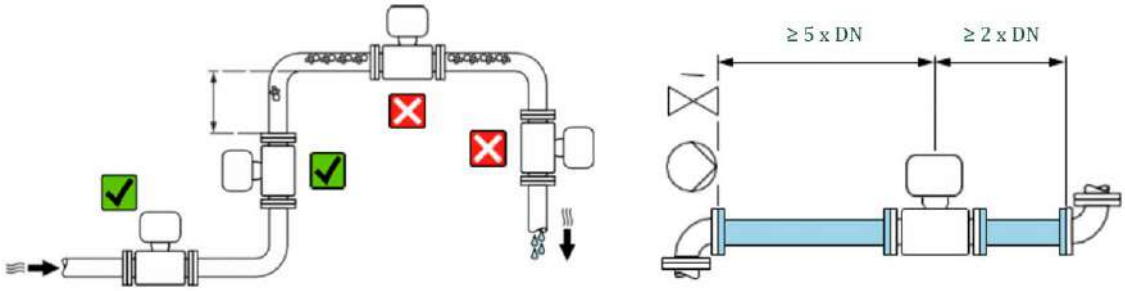
En conducciones en carga la determinación del caudal se lleva a cabo, normalmente, mediante la medición de los efectos que provoca un fluido en movimiento, siendo uno de los sistemas de medida más utilizados el medidor electromagnético de caudal (Figura 6.30).

Este tipo de medidor consiste en un carrete (generalmente del diámetro de la tubería en la que se va a medir el caudal), con una bobina especial alrededor de dicho carrete. La señal que transmite se genera por inducción y es proporcional a la velocidad del agua que pasa por la tubería. Al no existir ningún estrechamiento en la tubería, no da lugar a pérdida de carga alguna, ni se producen problemas de atascos por los sólidos en suspensión, siendo su medida de gran precisión. Además, el principio de medición es prácticamente independiente de la densidad, temperatura, viscosidad o presión del fluido que se mide.

Figura 6.30. Medidor electromagnético de caudal *(BMeters srl)*.

Para un correcto uso de este tipo de caudalímetros es preciso asegurarse de que operan en carga y de que se respetan ciertas distancias entre el centro del elemento de medida y posibles distorsiones del flujo (provocadas por codos, estrechamientos o ensanchamientos, válvulas, etc.), dispuestos tanto a aguas arriba, como aguas abajo, de la unidad de medida (Figura 6.31).

Figura 6.31. Requisitos para la instalación de caudalímetros electromagnéticos *(Endress Hauser)*.



A la entrada de las PTAR los caudalímetros deben situarse tras el pretratamiento, para evitar problemas con los objetos gruesos, arenas y grasas.

Cuando las aguas residuales llegan a la PTAR por bombeo, el contar con dispositivos cuentahoras, permite una estimación de los caudales, en función de las horas de funcionamiento diario de las bombas y de su caudal nominativo.

6.4.3 Operación y mantenimiento

- En el caso de que la medición de los caudales de aguas residuales que ingresan en la PTAR no se realice en continuo, deben elaborarse las curvas de evolución diaria de este caudal, tanto en tiempo seco, como en tiempo de lluvias, tomando medidas de los caudales instantáneos de ingreso al menos cada dos horas. Estas curvas deben contrastarse, al menos, dos veces al año.

- En el caso de los vertederos triangulares y rectangulares dispuestos en un canal, semanalmente se procederá a la extracción de los materiales sedimentados, pues de no hacerlo las mediciones de caudal se verán seriamente afectadas.

- En aquellos caudalímetros que cuenten con displays para la lectura de las mediciones, para evitar que estos se vean afectados y se degraden por la luz solar, es aconsejable que se cubran con una lámina de un material opaco.

- En el caso de los medidores de caudal que empleen sistemas ultrasónicos para la determinación de la lámina de agua, y en el caso de los medidores electromagnéticos, anualmente debe procederse a su calibrado por empresas especializadas.

- Siempre que se tome una muestra de las aguas residuales entrantes a una PTAR, para realizar las pertinentes determinaciones analíticas, se debería proceder a la medición del caudal de esas aguas, al objeto de poder determinar las cargas de contaminantes que ingresan a la planta de tratamiento (***carga = caudal x concentración).***

6.5 Tratamientos primarios

El objetivo básico de los tratamientos primarios se centra en la separación de los sólidos en suspensión (flotantes y sedimentables) presentes en las aguas residuales. Dado que una parte de los sólidos que se separan está constituida por materia orgánica, con los tratamientos primarios se logra también una cierta reducción de la contaminación biodegradable presente en estas aguas (del orden de un 20-30% de la DBO_5).

Al igual que un pretratamiento mal dimensionado, construido o explotado, repercute muy negativamente en el funcionamiento de una PTAR, algo similar ocurre con los tratamientos primarios.

Dentro de los tratamientos primarios, en el ámbito de esta guía, se encuadran los Tanques Sépticos, los Tanques Imhoff y los Sedimentadores Primarios.

6.5.1 Tanque Sépticos

6.5.1.1 Fundamentos

Los Tanques Sépticos son dispositivos, que generalmente se disponen enterrados, y que permiten un tratamiento primario de las aguas residuales, reduciendo su contenido en sólidos en suspensión, tanto sedimentables como flotantes.

En el funcionamiento de los Tanques Sépticos cabe distinguir dos tipos de procesos:

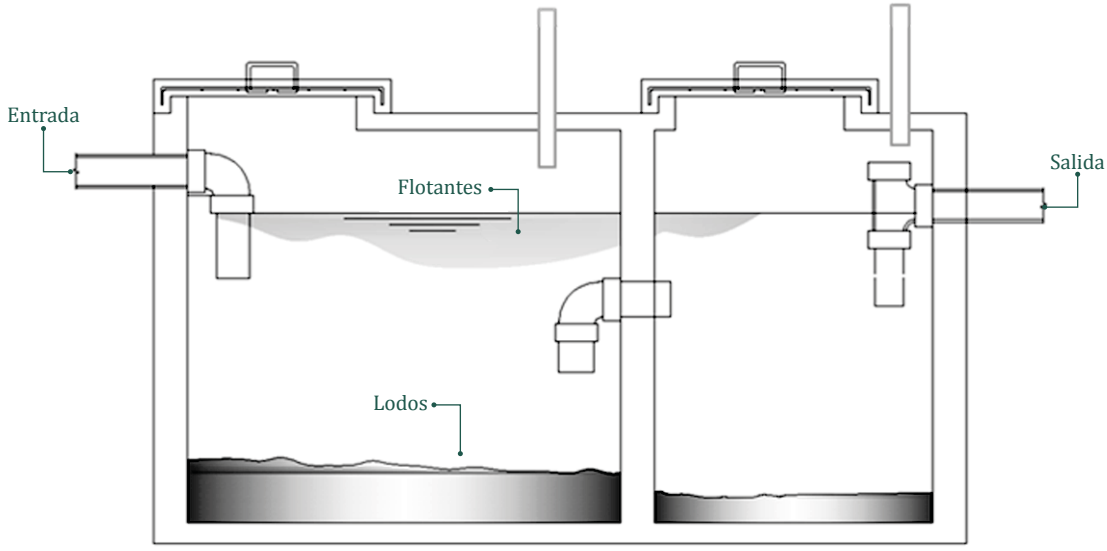
- ***Físicos:*** bajo la acción exclusiva de la gravedad se separan los sólidos sedimentables presentes en las aguas residuales (que se van acumulando en el fondo del tanque, en forma de lodos), de los flotantes, incluyendo aceites y grasas (que van formando una capa sobre la superficie líquida). La capa intermedia entre lodos y flotantes constituye el agua tratada.

- ***Biológicos:*** la fracción orgánica de los sólidos que se acumulan en el fondo de los tanques experimenta reacciones de degradación anaerobia, licuándose, reduciendo su volumen (hasta en un 40%, *EPA, 2002*) y desprendiendo biogás, mezcla de metano y dióxido de carbono, principalmente, y en mucha menor cuantía, de compuestos del azufre (sulfuro de hidrógeno, mercaptanos, etc.), principales responsables de los olores desagradables que se desprenden.

La reducción de volumen que experimenta la materia orgánica sedimentada permite espaciar en el tiempo las operaciones de extracción periódica de los lodos acumulados.

Lo habitual es que los Tanques Sépticos cuenten con dos compartimentos dispuestos en serie (Figura 6.32). El agua clarificada en el primer compartimento pasa al segundo, a través de un orificio ubicado en un punto intermedio entre las capas de flotantes y de fangos, para evitar el arrastre de ambos. En el segundo compartimento se vuelve a dar una separación de materias flotantes y sedimentables, pero en menor cuantía.

Figura 6.32. Sección transversal de un Tanque Séptico.



Las burbujas de gas, que se producen en la degradación anaerobia de los lodos decantados, obstaculizan la normal sedimentación de los sólidos presentes en el afluente. El disponer de un segundo compartimento permite que las partículas más ligeras encuentren condiciones de sedimentación más favorables.

Dado que con el empleo de Tanques Sépticos tan sólo se alcanzan niveles de tratamiento primario, los efluentes de los mismos precisan ser sometidos a tratamientos posteriores para poder cumplir con los requisitos exigidos en la normativa.

En ocasiones, se hace uso de los Tanques Sépticos para la eliminación de nitrógeno, recirculando a los mismos las aguas previamente nitrificadas.

6.5.1.2 Rendimientos

La Tabla 6.10 muestra los rendimientos medios que se alcanzan cuando se aplican Tanques Sépticos a modo de tratamiento primario *(Agence de l´Eau Rhin-Meuse, 2007)*.

Tabla 6.10. Rendimientos de los Tanques Sépticos.

Parámetro	Reducción (%)
Sólidos en suspensión	50 - 60
DBO_5	20 - 30
DQO	20 - 30
N_T	-
P_T	-
Coliformes fecales (reducción u. log.)[1]	0 - 1

[1]Unidades logarítmicas

No se cuenta con información suficiente para poder indicar como se afectan estos rendimientos en las distintas zonas ecológicas que se contemplan en la guía.

6.5.1.3 Criterios de dimensionamiento

Los principales parámetros para el dimensionamiento de los Tanques Sépticos son:

- Tiempo de retención hidráulica
- Carga hidráulica a caudal medio
- Profundidad
- Geometría (relación Largo/Ancho)

El *tiempo de retención hidráulica (TRH)* viene dado por la expresión:

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

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (d)
V: volumen útil del Tanque Séptico (m^3)
Q: caudal de aguas residuales a tratar (m^3/d)

Se recomienda trabajar con valores del TRH de 2-3 días *(Agence de l´Eau Rhin Meuse, 2007).*

La *carga hidráulica a caudal medio* viene definida por:

$$C_{hQmed} = \frac{Q_{med}}{S}$$

Donde:

C_{hQmed}: carga hidráulica a caudal medio ($m^3/m^2/h$, m/h)
Q_{med}: caudal medio horario de aguas residuales a tratar (m^3/h)
S: superficie de la sección horizontal del Tanque Séptico (m^2)

Se debe operar con valores de carga hidráulica a caudal medio ≤1,5 m/h *(Agence de l´Eau Rhin Meuse, 2007).*

En lo referente a la *profundidad* y *geometría,* los Tanques Sépticos operan con alturas útiles de la lámina de agua de 0,90 - 1,20 m, y suelen ser se sección rectangular, con relaciones largo/ancho de 3/1.

A partir de los valores de TRH recomendados, puede determinarse el volumen útil de los Tanques Sépticos, haciendo uso de la expresión:

$$V = TRH \cdot Q$$

Conocido el volumen útil del Tanque Séptico, y fijada su profundidad, se determina la superficie de su sección horizontal, haciendo uso de la expresión:

$$S = \frac{V}{h}$$

Donde:

h: profundidad útil del Tanque Séptico (m)

Para la superficie obtenida, debe comprobarse que la carga hidráulica a caudal medio horario es ≤1,5 m/h. En caso contrario debe recalcularse la superficie y, a partir de ella y de la profundidad, obtener el volumen útil definitivo del Tanque Séptico.

Para tener en cuenta que el volumen útil de los Tanques Sépticos va disminuyendo con el tiempo, como consecuencia de los lodos que se van depositando en su fondo, existen propuestas para determinar este volumen en función de la frecuencia con la que se proceda a la extracción de los lodos y del caudal medio de aguas a tratar (m^3/d) *(Agence de l´Eau Rhin Meuse, 2007)*.

Tabla 6.11. Volumen útil de los Tanques Sépticos.

Frecuencia de la extracción de lodos (años)	Volumen útil del Tanque Séptico (m^3)
1	2,7 . Q_{med}
2	3,5 . Q_{med}
3	4,2 . Q_{med}

El volumen total útil del Tanque Séptico, calculado de acuerdo con las expresiones anteriores, se repartirá en 2/3 para el primer compartimento del tanque y en 1/3 para el segundo.

6.5.1.4 Cuantificación y caracterización de los subproductos generados

Adoptando un porcentaje de eliminación de sólidos en suspensión en el Tanque Séptico del 55%, una composición volátil/mineral de estos sólidos del 75%/25%, una reducción de la componente volátil del 40%, una concentración media de los lodos del 4%, y adoptando como fuente de partida la Tabla 5.3, que recoge las cargas unitarias de sólidos en suspensión para las distintas zonas ecológicas y rangos poblacionales, se ha confeccionado la Tabla 6.12, que muestra la generación de lodos en L/hab/d y en g de materia seca/hab.d, en un Tanque Séptico.

Tabla 6.12. Generación de lodos en Tanques Sépticos.

Zona ecológica	Población (habitantes)	
	1.000 - 2.000	2.000 - 10.000
	Generación de lodos (L/hab/d)	
Altiplano	0,19 - 0,33	0,28 - 0,40
Valles y Llanos	0,28 - 0,42	0,34 - 0,44
	Generación de lodos (g m.s./hab/d)	
Altiplano	7,6 - 13,2	11,2 – 16,0
Valles y Llanos	11,2 – 16,8	13,6– 17,6

En aquellas situaciones en las que a los Tanques Sépticos se recirculen los lodos decantados en sedimentadores secundarios, para la determinación del volumen de los tanques y de la cantidad de los lodos sedimentados, habrá que tener también en cuenta el volumen de los lodos recirculados.

6.5.1.5 Características constructivas

El confinamiento

- Se recomienda la instalación de Tanques Sépticos de dos compartimentos, de los cuales el primero ocupa los 2/3 del volumen total y el segundo el tercio restante.
- Los Tanques Sépticos suelen presentar forma rectangular, con una relación longitud/ancho de 3/1.
- Estos dispositivos se suelen disponer enterrados, por lo que adquieren mucha importancia, a la hora de su construcción, las características constructivas y el nivel freático en la zona de ubicación.
- La profundidad de la lámina de agua es de 0,90-1,20 m.
- Entre el nivel del agua y el techo del tanque se deja un resguardo de al menos 0,30 m, para la acumulación de flotantes y la recogida de gases.
- Los materiales a emplear para la construcción de los Tanques Sépticos deberán proporcionarles resistencia estructural, impermeabilidad y ser resistentes a los ambientes corrosivos generados por las condiciones de operación anaerobias en las que operan estos dispositivos. El desprendimiento de sulfuro de hidrógeno puede dar lugar a la formación de ácido sulfúrico, que ataca al hormigón, por lo que se hace necesaria la aplicación de capas de agentes protectores.
- Para permitir las labores periódicas de inspección y de retirada de lodos y flotantes, cada compartimento del Tanque Séptico deberá contar en su superficie con tapaderas, que se colocarán sobre las zonas de entrada y salida del tanque. El tamaño de las tapaderas será de al menos 0,60 x 0,60 m, o presentarán un diámetro mínimo de 0,60 m en el caso de que sean circulares, y se deberán mover con facilidad.

- Las tapaderas irán dispuestas en un brocal, que sobresaldrá como mínimo 5 cm por encima del terreno, para evitar que en momentos de lluvia pueda entrar agua al tanque.

Los elementos de entrada y salida

- En la tubería de entrada al tanque se dispone un codo de 90° y de 10 cm de diámetro mínimo, orientado hacia abajo. A este codo se le adapta una tubería, que debe prolongarse unos 20 cm dentro de la zona clarificada, entre el lodo y la capa de flotantes.

- El codo de paso entre los dos compartimentos del tanque se situará a 2/3 de la altura útil, medida desde el fondo, y tendrá un diámetro mínimo de 10 cm.

- La tubería de salida se dispondrá en forma de "T" horizontal, de 10 cm de diámetro mínimo, cuya parte ascendente debe prolongarse al menos 0,15 m por encima del nivel líquido, para evitar que la capa de flotantes pueda llegar a obstruirla, mientras que la parte descendente debe prolongarse dentro de la zona clarificada entre el lodo y la capa de flotantes, pero no más del 30-40% de la profundidad total del líquido.

- Para evitar que la tubería de alimentación al tanque llegue a trabajar en carga, entre el elemento de entrada y de salida se establece un desnivel de 5,0-7,5 cm.

- Para la salida al exterior de los gases, que se generan en las reacciones de degradación vía anaerobia que tienen lugar en el interior de los Tanques Sépticos, se instala un tubo de ventilación, cuyo diámetro debe ser de al menos 7,5 cm. En el caso de que los dos compartimentos no se comuniquen por la parte superior del tanque, cada compartimento deberá contar con su propio tubo de ventilación. Si los compartimentos se encuentran comunicados, bastará con un tubo de ventilación compartido.

6.5.1.6 Operación y mantenimiento

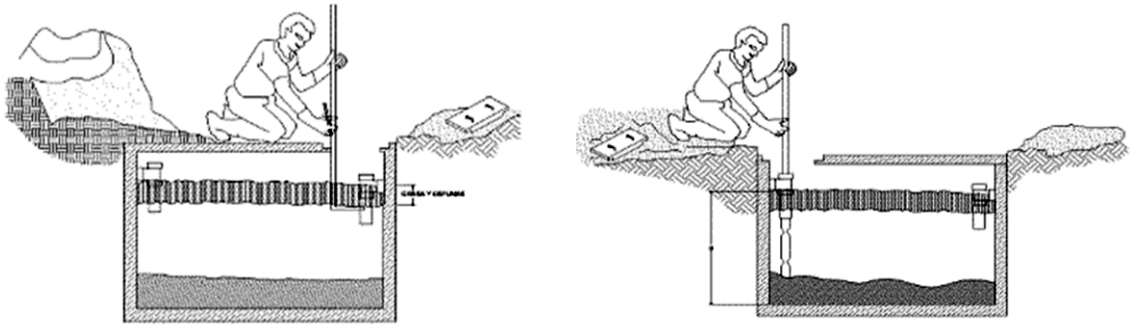
- Una vez al año se procederá a la inspección del interior del Tanque Séptico, prestando especial atención a su estanqueidad, comprobando que no se producen fugas ni intrusión de aguas por infiltración y revisando las zonas de entrada y salida de las aguas.

- Cada seis meses se procederá a la medición de los espesores de las capas de flotantes y de lodos que se van acumulando en los dos compartimentos del Tanque Séptico.

- Para la medición de la capa de flotantes se hará uso de una varilla graduada, en forma de L. La varilla se empujará a través de la capa de flotantes, hasta atravesarla, midiéndose en ese momento, en la parte graduada de la varilla, el espesor de esta capa (Figura 6.33).

- Para la determinación del espesor de la capa de lodos sedimentada en el interior de los Tanques Sépticos, se procederá a introducir, hasta tocar su fondo, una varilla envuelta en un paño blanco. Al extraer la vara la zona oscurecida del paño indicará el espesor de la zona de lodos (Figura 6.33).

Figura 6.33. Determinación de los espesores de las capas de flotantes y de lodos en un Tanque Séptico *(Rosales, 2003)*.



- Cada año, excepto que en la medición semestral del espesor de la capa de lodos se detecte un nivel muy elevado de la misma (más de 0,30 m), o más de 0,10 m de espesor de la capa de grasas, se procederá a la limpieza del Tanque Séptico a través de empresas autorizadas por la autoridad competente.

- En ocasiones, y para áreas geográficas aisladas y con elevados niveles de insolación, se puede recurrir al empleo de Lechos de Secado para la deshidratación "in situ" de lodos que se extraen de los Tanques Sépticos. En este caso, los lixiviados de los lechos de secado deben conducirse de nuevo al tratamiento primario.

- Tras la extracción de los lodos, las cámaras del tanque no se lavarán ni desinfectarán.

- Antes de cualquier operación en el interior de los Tanques Sépticos, se abrirán las tapaderas de ambos compartimentos un tiempo suficiente (mayor a 15 minutos), para la salida de gases tóxicos o explosivos.

- Para la inspección del interior de los tanques sépticos nunca se emplearán cerillas o antorchas, para evitar el peligro de explosión de los gases acumulados, y siempre se hará esta inspección acompañado de otro operador para evitar accidentes.

6.5.1.7 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Tanques Sépticos cabe destacar las siguientes:

- Bajos costos de operación y mantenimiento.

- Permiten cierta atenuación de los picos de carga contaminante.

- Simplifican la gestión de los lodos, al permitir su extracción una vez mineralizado, tras meses de acumulación.

- Presentan un nulo impacto visual al disponerse enterrados.

- Presentan un nulo impacto sonoro al carecer de equipos electromecánicos.

Entre sus inconvenientes deben mencionarse:

- Tan sólo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario, por lo que sus efluentes precisan de tratamientos complementarios para poder cumplir los requisitos de la normativa de vertidos.

- Sus efluentes presentan una elevada septicidad, por lo que generan malos olores.

- Si no se quema el biogás producido, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero.

- Existe riesgo de contaminación de las aguas subterráneas en caso de construcción deficiente de los tanques.

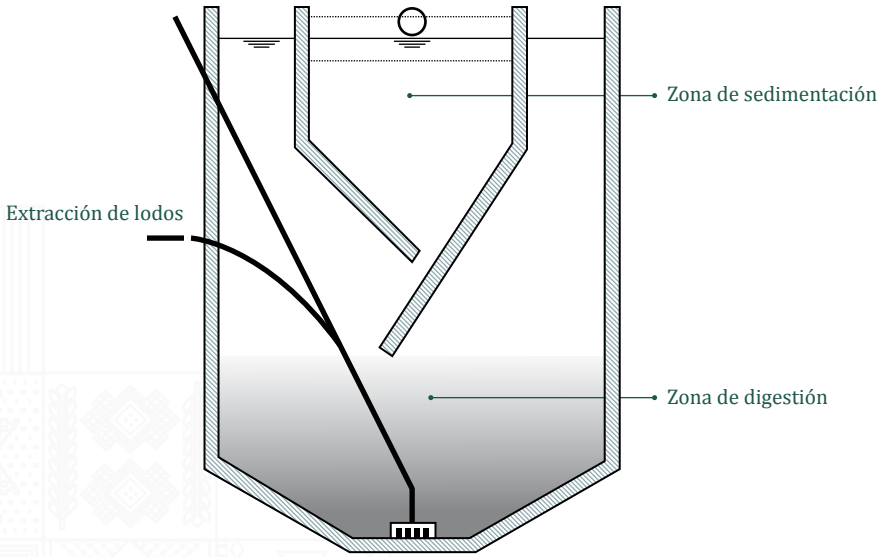
6.5.2 Tanques Imhoff

6.5.2.1 Fundamentos

Las Tanques Imhoff son dispositivos que permiten el tratamiento primario de las aguas residuales, reduciendo su contenido en sólidos en suspensión, tanto sedimentables como flotantes.

Constan de un único depósito, en el que se disponen dos zonas diferenciadas: la *zona de sedimentación*, que se sitúa en la parte superior, y la *zona de digestión de lodos*, que se ubica en la zona inferior del depósito (Figura 6.34).

Figura 6.34. Sección transversal de un Tanque Imhoff.



La especial configuración de la apertura que comunica las zonas de decantación y de digestión impide el paso de gases y partículas de lodos desde la segunda a la primera, con lo que se evita que los gases, que se generan en la digestión, afecten a la decantación de los sólidos sedimentables, tal y como ocurre en el caso de los Tanques Sépticos. Desde este punto de vista, se puede afirmar que los Tanques Imhoff vienen a ser Tanques Sépticos mejorados.

En el funcionamiento de un Tanque Imhoff se dan procesos físicos y biológicos, similares a los expuestos en los Tanques Sépticos. Con relación a estos, la principal diferencia radica en la corta estancia del agua residual en la zona de decantación, lo que permite la obtención de efluentes con bajo grado de septicidad. En cierto modo, esta zona se comporta a modo de un Sedimentador Primario.

La reducción de volumen que experimenta la materia orgánica sedimentada en la zona de digestión, permite espaciar en el tiempo las operaciones de extracción periódica de los lodos acumulados.

En ocasiones, se hace uso de los Tanques Imhoff para la eliminación de nitrógeno, recirculando a los mismos las aguas previamente nitrificadas.

6.5.2.2 Rendimientos

La Tabla 6.13 muestra los rendimientos medios que se alcanzan cuando se aplica un Tanque Imhoff a modo de tratamiento primario *(MARN, 2016)*.

Tabla 6.13. Rendimientos de los Tanques Imhoff.

Parámetro	Reducción (%)
Sólidos en suspensión	55 - 65
DBO_5	25 - 35
DQO	20 - 30
N_T	-
P_T	-
Coliformes fecales (reducción u. log.)	0 - 1

No se cuenta con información suficiente para poder indicar como se afectarían estos rendimientos en las distintas zonas que se contemplan en la guía.

6.5.2.3 Criterios de dimensionamiento

En los Tanques Imhoff se dimensionan independientemente las zonas de sedimentación y de digestión de lodos.

Zona de sedimentación

Los parámetros para el diseño de la cámara de sedimentación son:

- La carga hidráulica
- El tiempo de retención hidráulica

La *carga hidráulica*, también conocida como *velocidad ascensional*, se determina mediante la expresión:

$$C_h = \frac{Q}{S}$$

Donde:

C_h: carga hidráulica ($m^3/m^2/h$, m/h)
Q: caudal de las aguas a tratar (m^3/h)
S: superficie de la zona de decantación (m^2)

Para el diseño de la zona de decantación se emplea la carga hidráulica a caudal máximo, que viene dada por:

$$C_{hQmáx} = \frac{Q_{máx}}{S}$$

Donde:

$C_{hQmáx}$: carga hidráulica a caudal máximo ($m^3/m^2/h$, m/h)
$Q_{máx}$: caudal máximo horario de las aguas a tratar (m^3/h)

Para el dimensionamiento de la zona de sedimentación se recomienda un valor de la carga hidráulica a caudal máximo de 1,0-1,5 $m^3/m^2/h$ *(MARN, 2013)*.

A partir del valor recomendado de la carga hidráulica a caudal máximo, se determina la superficie de la zona de decantación mediante la expresión:

$$S = \frac{Q_{máx}}{C_{hQmáx}}$$

El *tiempo de retención hidráulica* se determina mediante la expresión:

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

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (h)
V: volumen de la zona de sedimentación (m^3)
Q: caudal de las aguas a tratar (m^3/h)

Para el diseño de la zona de sedimentación se usa el TRH a caudal máximo, que viene dado por:

$$TRH = \frac{V}{Q_{máx}}$$

Se recomienda un valor del TRH a caudal máximo de 1,5-2,5 horas.

A partir del TRH obtenido, se determina el volumen de la zona de sedimentación mediante la expresión:

$$V = TRH \cdot Q_{máx}$$

Conocido el volumen y la superficie de la zona de sedimentación, y conforme a su geometría, se determina la altura de esta zona.

Zona de digestión

Adoptando un porcentaje de eliminación de sólidos en suspensión en el Tanque Imhoff del 60%, una composición volátil/mineral de estos sólidos del 75%/25%, una reducción de la componente volátil del 40%, una concentración media de los lodos del 5%, y adoptando como fuente de partida la Tabla 5.3, que recoge las cargas unitarias de sólidos en suspensión para las distintas zonas ecológicas y rangos poblacionales, se ha confeccionado la Tabla 6.14 que muestra la generación de lodos (L/hab/d), en un Tanque Imhoff para estas zonas y para los diferentes tamaños poblacionales.

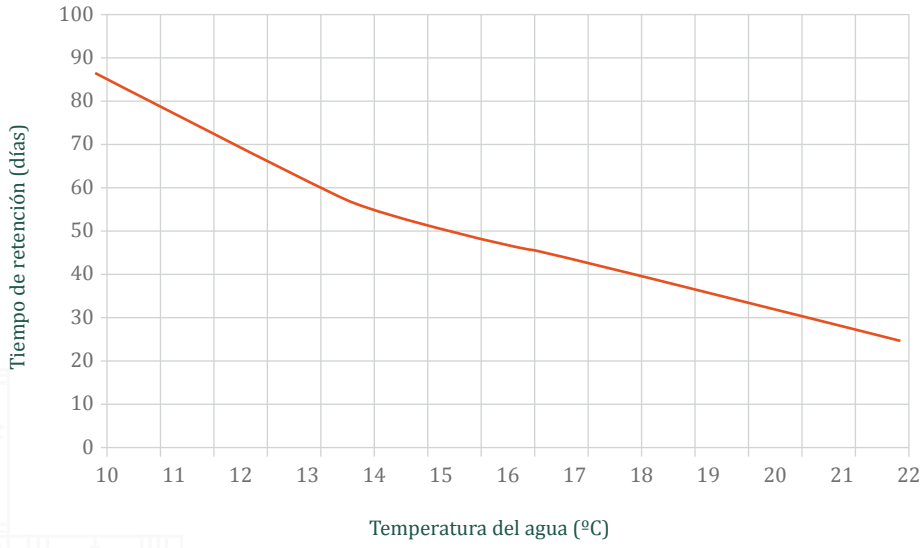
Tabla 6.14. Generación de lodos en la zona de digestión de un Tanque Imhoff por zonas ecológicas y rangos de población.

Zona ecológica	Población (habitantes)		
	1.000 - 2.000	2.001 - 10.000	10.001 - 20.000
	Generación de lodos (L/hab/d)		
Altiplano	0,16 - 0,29	0,25 - 0,37	0,33 - 0,41
Valles y Llanos	0,25 - 0,37	0,33 - 0,41	0,37 - 0,45

Nota: en aquellas situaciones en las que a los Tanques Imhoff se recirculen lodos decantados en Sedimentadores Secundarios, para la determinación del volumen de la zona de digestión habrá que tener en cuenta el volumen de estos lodos.

Conocida la generación anual de lodos, para determinar el volumen de la zona de digestión se hará uso de la gráfica siguiente, que relaciona el tiempo de retención de los lodos en la zona de digestión, con la temperatura del agua *(Imhoff, 1953)*.

Figura 6.35. Relación entre el tiempo de retención de los lodos en la zona de digestión de los Tanques Imhoff y la temperatura media del agua en el mes más frío.



A partir del TRH obtenido, se determina el volumen de la zona de digestión mediante la expresión:

$$V = TRH \cdot G_L$$

Donde:

V: volumen de la zona de digestión (m^3)
TRH: tiempo de retención Hidráulica (d)
G_L: generación de lodos (m^3/d) (obtenida de los datos de la Tabla 6.14 y de la población servida)

Al relacionar los tiempos de retención de lodos en el Tanque Imhoff con la temperatura media del agua en el mes más frío, el volumen de la zona de digestión es muy diferente para las distintas zonas ecológicas que se contemplan en esta guía.

6.5.2.4 Cuantificación y caracterización de los subproductos generados

De acuerdo con los datos de la Tabla 6.14, se ha confeccionado una nueva tabla, que recoge la generación de lodos (expresada en g m.s./hab/d), para las distintas zonas ecológicas y rangos poblacionales.

Tabla 6.15. Generación de lodos en un Tanque Imhoff por zonas ecológicas y rangos de población.

Zona ecológica	Población (habitantes)		
	1.000 - 2.000	2.001 - 10.000	10.001 - 50.000
	Generación de lodos (kg m.s./hab/año)		
Altiplano	8,0 - 14,5	12,5 - 18,5	16,5 – 20,5
Valles y Llanos	12,5 - 18,5	16,5 – 20,5	18,5 – 22,5

Para la determinación del volumen de la zona de digestión de los Tanques Imhoff, en situaciones en las que se recirculen a éstos lodos procedentes de sedimentadores secundarios, para su estabilización, se deberá adicionar el volumen de dichos lodos.

6.5.2.5 Características constructivas

El confinamiento

- Los Tanques Imhoff se suelen disponer enterrados, por lo que adquieren mucha importancia, a la hora de su construcción, las características constructivas y el nivel freático en la zona de ubicación.

- Los materiales que se empleen para la construcción de los Tanque Imhoff deben proporcionarle resistencia estructural e impermeabilidad, así como resistencia a las condiciones de septicidad a las que se verán sometidos. El desprendimiento de sulfuro de hidrógeno puede dar lugar a la formación de ácido sulfúrico, que ataca al hormigón, por lo que se hace necesaria la aplicación de capas de agentes protectores.

- Generalmente presentan geometría rectangular, con relaciones largo/ancho del orden de 3:1, si bien, en pequeñas instalaciones también son frecuentes los Tanques Imhoff de sección circular.

- Desde la superficie líquida hasta la coronación del tanque se dispondrá una zona de resguardo de unos 45-60 cm.

- Las paredes inferiores de la zona de decantación presentan pendientes 1:1,5 (horizontal/vertical), para facilitar el deslizamiento de los lodos decantados, sobresaliendo uno de los laterales, al objeto de evitar la entrada de gases y lodos.

- La apertura de la conexión entre las zonas de decantación y de digestión será de al menos 20 cm.

- Como mínimo, la distancia entre la parte inferior de la zona de decantación y el nivel máximo de los lodos en la zona de digestión será de 45 cm.

- La superficie para el venteo de gases (espacio comprendido entre los muros de las zonas de decantación y digestión), tendrá una superficie de al menos el 20% del área transversal total del tanque.

- El espacio entre los muros de las zonas de decantación y digestión tendrá una ancho mínima de 60 cm, al objeto de facilitar las operaciones de operación y mantenimiento.

- Las paredes del fondo del tanque tendrán una inclinación de 30-45%, con respecto de la horizontal, para facilitar la extracción de los lodos decantados.

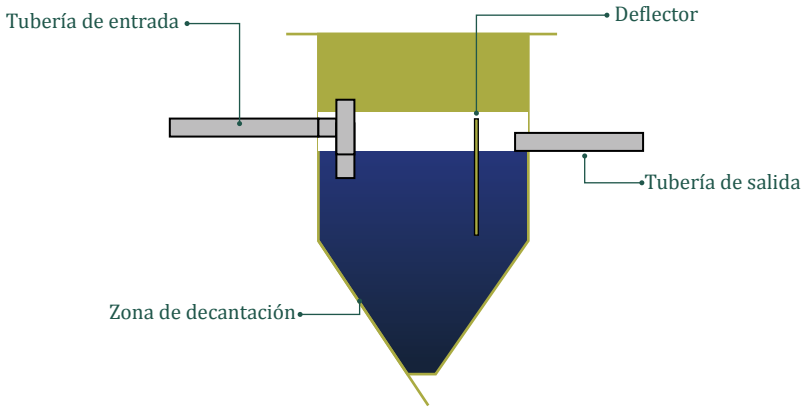
- La estanqueidad del Tanque Imhoff es crítica para su correcto funcionamiento, pues tanto las intrusiones de agua como las fugas al exterior, son causas de disfunciones y problemas estructurales.

Los elementos de entrada y salida

- El agua a tratar ingresa al Tanque Imhoff a través de la zona de decantación. El elemento de entrada a esta zona se diseña de forma que se disipe la energía de las aguas afluentes (Figura 6.36, en la que sólo se representa la zona de decantación).

- Para la evacuación de los efluentes tratados, la zona de decantación debe contar con un deflector de flotantes (o tubería en forma de T), que impida el escape de los mismos, y que se sumerge unos 30 cm por debajo de la superficie líquida, de la que sobresale la misma longitud (Figura 6.36).

Figura 6.36. Detalle de las zonas de entrada y salida de un Tanque Imhoff de sección circular *(MARM, 2010)*.



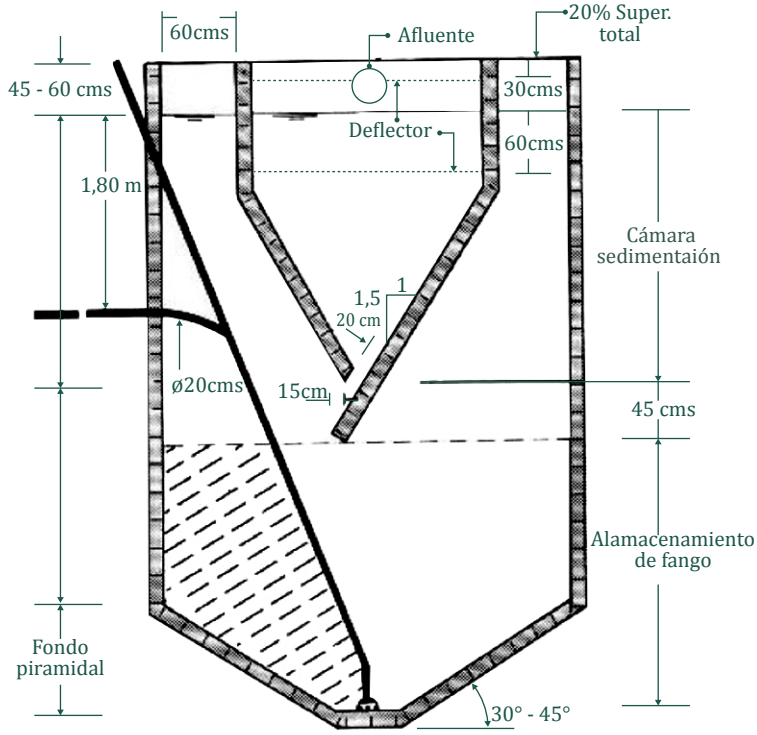
- Se dejará instalada una tubería en la zona de digestión para la extracción periódica de los lodos acumulados, con un diámetro de unos 20 cm.

En la Figura 6.37 pueden observarse algunas de estas características constructivas *(Salvato, 1982)*.

6.5.2.6 Operación y mantenimiento

- Una vez al año se procederá a la inspección del interior del tanque, prestando especial atención a su estanqueidad, comprobando que no se producen fugas ni intrusión de aguas por infiltración y revisando las zonas de entrada y salida de las aguas.

Figura 6.37. Características constructivas de los Tanques Imhoff.



- Dos veces al año se procederá a la medida de los espesores de las capas de flotantes y de lodos que se van acumulando en las zonas de sedimentación y de digestión.

  - Para la medición de la capa de flotantes se puede hacer uso de una varilla graduada, en forma de L. La varilla se empuja a través de la capa de flotantes, hasta atravesarla, midiéndose en ese momento en la parte graduada de la varilla el espesor de esta capa (Figura 6.33).

  - Para la determinación del espesor de la capa de lodos puede recurrirse a introducir en la zona de digestión, hasta tocar su fondo, una varilla envuelta en un paño blanco (Figura 6.33). Al extraer la vara la zona oscurecida del paño indicará el espesor de la zona de lodos. Entre el nivel máximo de lodos acumulados y la apertura de paso de la zona de decantación, debe mantenerse una distancia de al menos 45 cm.

- De acuerdo con los tiempos de retención de lodos (Figura 6.36), o antes si la determinación del nivel de lodos acumulados así lo indica, se procederá a la limpieza del tanque, extrayendo los lodos y flotantes acumulados. Para esta extracción, y si no es posible realizarla por gravedad, suele recurrirse al empleo de camiones cisterna dotados de dispositivos para la aspiración de este tipo de residuos.

  Habitualmente, se recurre al empleo de lechos de secado para la deshidratación "in situ" de los lodos extraídos, conduciéndose los lixiviados de nuevo al tratamiento. Otro posible destino de los lodos extraídos son las estaciones de tratamiento de aguas residuales de mayor capacidad, dotadas de línea de lodos, en las que, o bien se incorporan los lodos a dicha línea, tras haber sido sometidos a un tamizado previo, o bien se descargan en la etapa de pretratamiento.

6.5.2.7 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Tanques Imhoff cabe destacar las siguientes:

- Baja septicidad en los efluentes tratados, por el corto tiempo de permanencia de las agua en la zona de sedimentación.
- Bajos costos de explotación y mantenimiento.
- Simplifican la gestión de los lodos, al permitir su extracción, una vez mineralizado, tras meses de acumulación.
- Presentan un nulo impacto visual cuando los tanques se disponen enterrados.
- Presentan un nulo impacto sonoro al carecer de equipos electromecánicos.
- Entre sus inconvenientes destacan:
- Tan sólo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario, por lo que sus efluentes precisan de tratamientos complementarios para poder cumplir los requisitos de la normativa de vertidos.

- Escasa estabilidad frente a sobrecargas hidráulicas.
- Generación de malos olores en la zona de digestión de lodos.
- Si no se quema el biogás producido, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero.
- Riesgo de contaminación de las aguas subterráneas en caso de construcción deficiente.
- La construcción de la zona de decantación entraña dificultades, especialmente en los tanques de mayor tamaño.

6.5.3 Sedimentación Primaria

6.5.3.1 Fundamentos

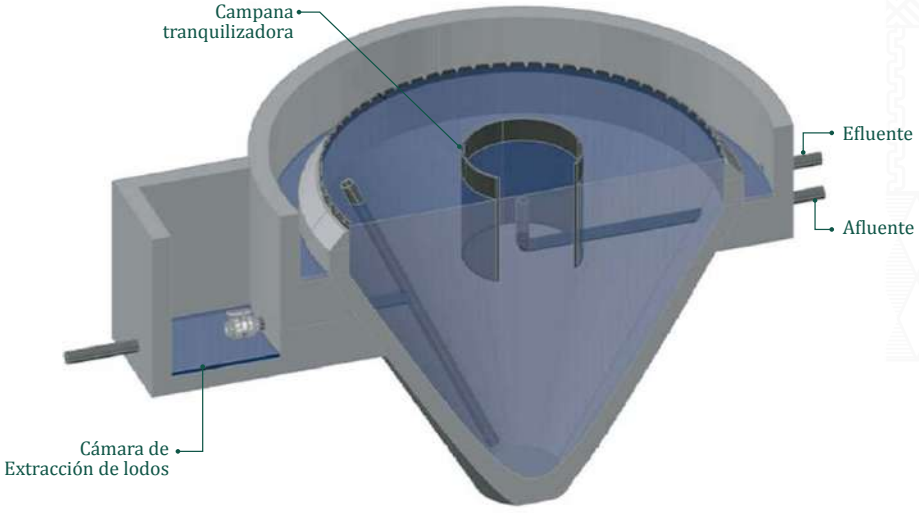
El objetivo básico de la Sedimentación Primaria es la eliminación de una parte importante de los sólidos en suspensión presentes en las aguas residuales, bajo la acción de la gravedad. Por tanto, en esta etapa tan sólo se eliminarán sólidos sedimentables y materias flotantes, permaneciendo inalterables los sólidos coloidales y disueltos. La retirada previa de estos sólidos es primordial, ya que en caso contrario ocasionan fuertes demandas de oxígeno en el resto de las etapas de tratamiento de las PTAR.

A diferencia de los Tanques Sépticos y de los Tanques Imhoff, la Sedimentación Primaria no almacena ni estabiliza los lodos decantados, por lo que los lodos que se extraen de forma continuada tienen que tratarse posteriormente.

Los Sedimentadores Primarios pueden ser estáticos o dinámicos, según cuenten o no con partes mecánicas para la extracción de los flotantes y de lodos acumulados.

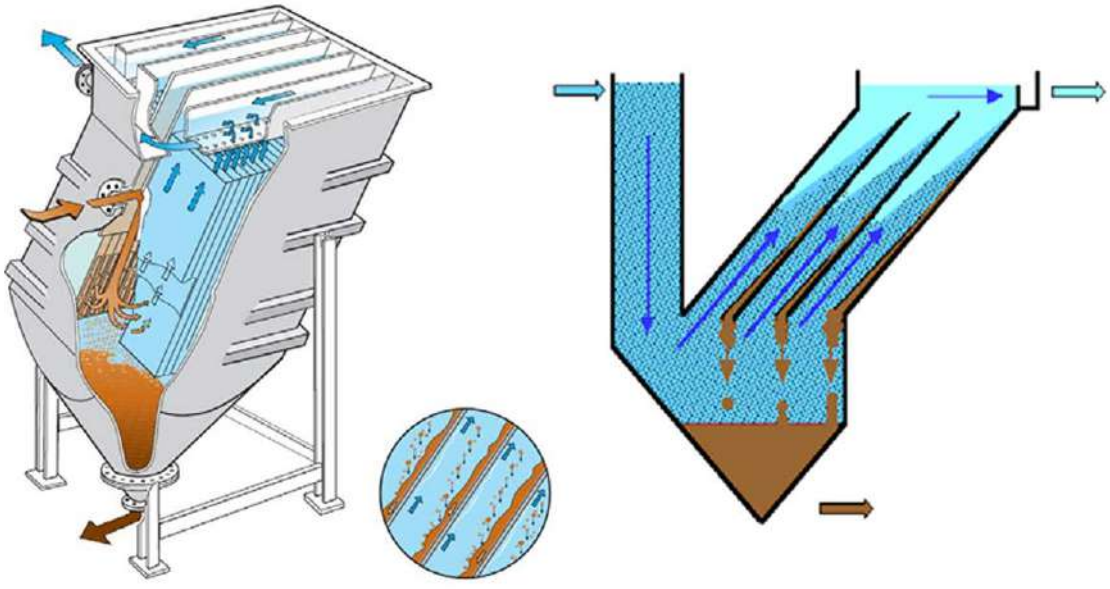
- ***Sedimentadores estáticos:*** en el tratamiento de las aguas residuales urbanas se emplean dos tipos fundamentalmente:
  - ***Sedimentadores cilindrocónicos:*** se utilizan para caudales pequeños (de hasta 20 m^3/h, ***(MARM, 2010)*** (Figura 6.38).

Figura 6.38. Sección transversal de un Sedimentador Primario estático.



- *Sedimentadores lamelares:* emplean un elemento físico (lamela), que se dispone inclinado y contra el que chocan las partículas en su recorrido de sedimentación, para deslizarse sobre ella posteriormente (Figura 6.39). De este forma, se precisa de un menor volumen de sedimentación siendo, por tanto, más pequeños los equipos. Por ello, es un tipo de sedimentador especialmente indicado cuando se dispone de poco espacio para la construcción de una PTAR.

Figura 6.39. Sedimentador lamelar y sección *(Universidade da Coruña, 2013a)*.



- *Sedimentadores dinámicos:* cuentan con elementos mecánicos que se emplean para retirar los flotantes y para conducir los lodos sedimentados hacia la poceta de evacuación.

Se emplean para poblaciones de tamaño medio-grande y, en función de su geometría, se distingue entre sedimentadores dinámicos circulares y rectangulares (Figuras 6.40 y 6.41).

Figura 6.40. Sección transversal de un sedimentador dinámico circular *(Universidade da Coruña, 2013b).*

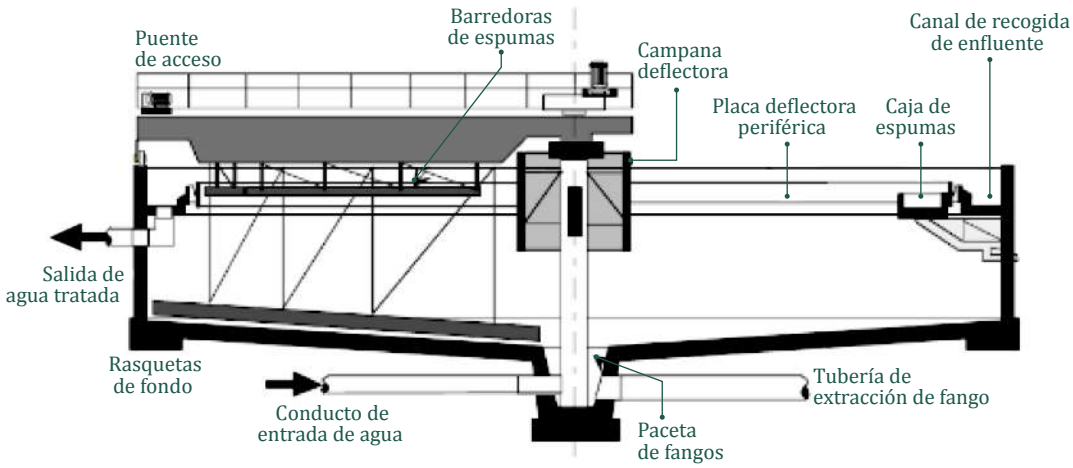
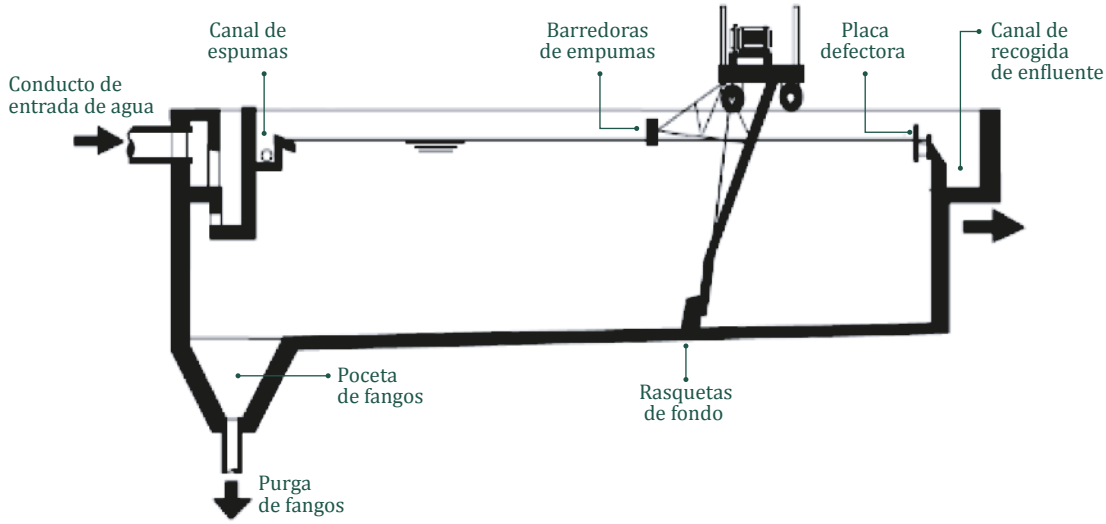


Figura 6.41. Sección transversal de un sedimentador dinámico rectangular *(Universidade da Coruña, 2013b).*



6.5.3.2 Rendimientos

La Tabla 6.16 muestra los rendimientos medios que se alcanzan en los Sedimentadores Primarios *(MARM, 2010)*.

Tabla 6.16. Rendimientos de los Sedimentadores Primarios.

Parámetro	Reducción (%)
Sólidos en suspensión	60 - 65
DBO_5	30 - 35
DQO	25 - 30
N_T	-
P_T	-
Coliformes fecales (reducción u. log.)	0 - 1

Estos rendimientos medios son similares para las diferentes zonas ecológicas que se contemplan en la guía.

6.5.3.3 Criterios de dimensionamiento

Los parámetros a tener en cuenta para el dimensionamiento de los Sedimentadores Primarios, tanto estáticos como dinámicos, son:

- La carga hidráulica
- El tiempo de retención hidráulica
- La carga sobre vertedero

La *carga hidráulica*, también conocida como *velocidad ascensional*, se determina mediante la expresión:

$$C_h = \frac{Q}{S}$$

Donde:

C_h: carga hidráulica ($m^3/m^2/h$, m/h)
Q: caudal de las aguas a tratar (m^3/h)
S: superficie transversal del sedimentador (m^2)

Para la determinación de la superficie de los sedimentadores primarios se trabaja con las cargas hidráulicas a caudal medio y a caudal máximo, que vienen dadas por las siguientes expresiones:

$$C_{hQmed} = \frac{Q_{med}}{S}$$

$$C_{hQmáx} = \frac{Q_{máx}}{S}$$

Donde:

C_{hQmed}: carga hidráulica a caudal medio ($m^3/m^2/h$, m/h)
$C_{hQmáx}$: carga hidráulica a caudal máximo ($m^3/m^2/h$, m/h)
Q_{med}: caudal medio horario de las aguas a tratar (m^3/h)
$Q_{máx}$: caudal máximo horario de las aguas a tratar (m^3/h)
S: superficie de la zona de decantación (m^2)

Los valores que se recomiendan de ambas cargas hidráulicas para el diseño de los sedimentadores primarios son los siguientes *(Tejero et al., 2018)*:

C_{hQmed} : ≤1,3 m/h
$C_{hQmáx}$: ≤2,5 m/h

Estos valores de carga hidráulica son de aplicación en las tres zonas ecológicas que se contemplan en la presente guía.

Los valores recomendados de carga hidráulica permiten determinar la superficie de los sedimentares a caudal máximo y medio, haciendo uso de las expresiones:

$$S_{hQmed} = \frac{Q_{med}}{C_{hQmáx}}$$

$$S_{hQmáx} = \frac{Q_{máx}}{C_{hQmáx}}$$

Donde $S_{Qmáx}$ y S_{Qmed} son las superficies del sedimentador (m^2), necesarias para cumplir los requisitos establecidos de carga hidráulica caudal medio y máximo.

De las dos superficies que se obtienen, para el diseño de los Sedimentadores Primarios se adopta la de mayor magnitud.

Para el diseño de los sedimentadores primarios debe determinarse el *tiempo de retención hidráulica* a caudal medio y máximo, haciendo uso de las expresiones:

$$TRH_{Qmed} = \frac{V}{Q_{med}}$$

$$TRH_{Qmáx} = \frac{V}{Q_{máx}}$$

Donde:

$TRHQ_{med}$: tiempo de retención hidráulica a caudal medio (h)
$TRHQ_{máx}$: tiempo de retención hidráulica a caudal máximo (h)
V: volumen del sedimentador (m^3)

Una vez determinada la superficie del Sedimentador Primario y fijada su altura (ver criterios constructivos), se determina su volumen, y a partir de este, los tiempos de retención a caudal medio y máximo, para comprobar que se cumplen las recomendaciones siguientes *(Tejero et al., 2018)*:

TRH_{Qmed}:≥ 2 h
$TRH_{Qmáx}$:≥ 1 h

Estos valores de tiempo de retención hidráulica son de aplicación en las tres zonas ecológicas que se contemplan en la presente guía.

La *carga sobre vertedero* hace referencia al caudal efluente del sedimentador por metro lineal de longitud del vertedero de salida. Se limita la velocidad de salida del efluente del Sedimentador Primario para evitar el posible arrastre de lodos. La *carga sobre vertedero* se determina mediante la expresión:

$$C_v = \frac{Q_P}{L}$$

Donde:

C_v: carga sobre vertedero ($m^3/h/m$)
Q_p: caudal punta (m^3/h)
L: longitud del vertedero (m)

Una vez dimensionado el Sedimentador Primario debe comprobarse que la *carga sobre vertedero* no supera el valor de 40 $m^3/h/m$ *(Tejero et al., 2018)*.

6.5.3.4 Cuantificación y caracterización de los residuos generados

La cantidad de lodos que se generan en los Sedimentadores Primarios es función de la cantidad de sólidos en suspensión que se eliminan en el proceso, de acuerdo con la expresión:

$$C = Q_{med} \cdot SS_{(a)} \cdot \eta$$

Donde:

C: cantidad de lodos extraída diariamente del sedimentador (kg materia seca/d)
Q_{med}: caudal de tratamiento (m^3/d)
$SS_{(a)}$: concentración de sólidos en suspensión en el agua residual afluente (kg/m^3)
η: rendimiento de eliminación de sólidos en suspensión en la sedimentación primaria (en tanto por uno).

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

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

Siendo:

V: volumen diario de lodos (m^3/d)
X: concentración de los lodos (%). Suele estar comprendida entre el 3 y el 5% *(Tejero et al., 2018)*, correspondiendo el valor más alto a tiempos de retención de lodos elevados.

Dado que las cargas unitarias de sólidos en suspensión (g SS/hab/d) son diferentes en función del rango de población y de la zona ecológica (Tabla 5.3), las cantidades de lodos a extraer de los Sedimentadores Primarios también serán diferentes. La Tabla 6.17 recoge estas cantidades, aceptando un rendimiento medio de eliminación de sólidos en el sedimentador primario del 63% y una concentración media de los lodos decantados del 4%.

Tabla 6.17. Generación de lodos en Sedimentadores Primarios en función de la zona ecológica y rango poblacional (L/hab/d).

Zona ecológica	Población (habitantes)		
	1.000 - 2.000	2.001 - 10.000	10.001 - 50.000
	Generación de lodos (L/hab/d)		
Altiplano	0,32 - 0,55	0,47 - 0,71	0,63 - 0,79
Valles y Llanos	0,47 - 0,71	0,63 - 0,79	0,71 - 0,87

De acuerdo con los datos de la Tabla 6.17, se ha confeccionado una nueva tabla que recoge la generación de lodos (expresada en g m.s./hab/d), para las distintas zonas ecológicas y rangos poblacionales.

6.18. Generación de lodos en Sedimentadores Primarios en función de la zona ecológica y rango poblacional (g m.s./hab.d).

Zona ecológica	Población (habitantes)		
	1.000 - 2.000	2.001 - 10.000	10.001 - 50.000
	Generación de lodos (g m.s./hab/d)		
Altiplano	12,8 - 22,0	18,8 - 28,4	25,2 - 31,6
Valles y Llanos	18,8 - 28,4	25,2 - 31,6	28,4 - 34,8

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

6.5.3.5 Características constructivas

Sedimentadores Primarios estáticos

El confinamiento

- Estos dispositivos se suelen disponer enterrados, por lo que adquieren mucha importancia, a la hora de su construcción, las características constructivas y el nivel freático en la zona de ubicación.

- Suelen presentar sección transversal cilindrocónica.
- Las paredes de la zona cónica tienen pendientes del 45-65% para favorecer el deslizamiento de los lodos hacia el fondo del sedimentador, al carecer de rasquetas de fondo.
- La relación radio/altura es de 2.5 - 8.
- El calado bajo vertedero debe ser ≥2,5 m

Los elementos de entrada y salida

- El afluente descarga en una campana tranquilizadora, con el objeto de distorsionar lo menos posible la decantación de las partículas sedimentables. Esta campana tiene un diámetro de 0,10 a 0,15 veces el diámetro del sedimentador y una altura de 1/3 a 1/5 de la profundidad máxima del sedimentador.
- La evacuación de los efluentes clarificados se efectúa a través de un vertedero Thompson, circular, que cuenta por delante con un deflector (con una sumergencia mínima de 20 cm), para minimizar el escape de los flotantes.
- El tiempo de permanencia de los lodos en la poceta de recogida debe ser inferior a 5 horas.

Sedimentadores Primarios dinámicos

El confinamiento

- Estos dispositivos se suelen disponer enterrados, por lo que adquieren mucha importancia, a la hora de su construcción, las características constructivas y el nivel freático en la zona de ubicación.
- Este tipo de sedimentadores cuentan con una rasqueta de fondo (para conducir los lodos sedimentados a la poceta de recogida, para su posterior evacuación) y con una rasqueta de superficie (para la recolección de los flotantes).

- En el caso de los sedimentadores primarios circulares, las aguas residuales que ingresan, se descargan en una campana tranquilizadora, con el objeto de distorsionar lo menos posible la decantación de las partículas sedimentables.

- Las características constructivas de los sedimentadores primarios dinámicos, tanto circulares como rectangulares se muestran en la Tabla 6.19.

Tabla 6.19. Características constructivas de los Sedimentadores Primarios dinámicos.

Parámetro	Tipo	Valores recomendados
Dimensiones	Circulares Rectangulares	Relación radio/calado: 2,5 - 8 Relación largo/ancho: 3 - 5 Relación largo/calado: 4 - 35
Calado bajo vertedero	Circulares Rectangulares	2,0 - 3,5 m 2,0 - 3,5 m
Campana tranquilizadora	Circulares	Diámetro: 0,10 - 0,15 $Ø_{dec}$ Altura: 0,25 - 0,50 H_T (en la zona central)
Pendiente del fondo	Circulares Rectangulares	5 -10 % 1 - 2 %
Velocidad perimetral de las rasquetas	Circulares Rectangulares	< 120 m/h < 60 m/h
Velocidad de giro del puente central	Circulares	> 0,04 rpm
Potencia del accionamiento del sistema de rasquetas	Circulares Rectangulares	0,001 CV/m^2 de decantador 0,01 CV/m^2 de decantador
Tiempo de permanencia de lodos en la poceta de recogida	Circulares Rectangulares	< 5 horas < 5 horas

Los elementos de entrada y salida

- La evacuación de los efluentes clarificados se efectúa a través de un vertedero Thompson, que cuenta por delante con un deflector (con un grado de sumergencia de 0,2 m), para minimizar el escape de flotantes.

6.5.3.6 Operación y mantenimiento

Sedimentadores Primarios estáticos y dinámicos

- Los lodos y flotantes que se van acumulando en el fondo de los Sedimentadores Primarios deben extraerse de forma periódica. En el caso de que estos lodos no se extraigan con la periodicidad necesaria, comenzarán a instaurarse condiciones de anaerobiosis, con la consiguiente generación de gases, que arrastrarán parte de los lodos a la superficie del sedimentador, influyendo muy negativamente en su rendimiento. Como se ha comentado con anterioridad el tiempo de permanencia de los lodos en la poceta de recogida no debe superar las 5 horas.

- Periódicamente, se comprobará si la frecuencia de extracción de los lodos en exceso es la correcta, ajustando la frecuencia en caso necesario. Lodos extraídos con bajas concentraciones serán síntoma de que la extracción se realiza con una frecuencia superior necesaria. Por el contrario, la aparición de fermentaciones (burbujeo), ascenso de los lodos y generación de olores desagradables, serán indicios de que los fangos permanecen en el fondo del decantador más tiempo del recomendado.

- Semanalmente se procederá a la limpieza, mediante cepillado, de la chapa deflectora y del vertedero de salida del sedimentador, donde con el tiempo se va fijando uno película de biomasa.

Sedimentadores estáticos

- De dos a tres veces por semana se procederá a la retirada manual de los flotantes que se vayan acumulando en la superficie del sedimentador. Para esta operación se aconseja el empleo de un recoge hojas de piscina.

Sedimentadores dinámicos

- De acuerdo con el programa de las casas fabricantes de los equipos, se procederá regularmente al engrase (empleando para ello el lubricante que se especifique) y a la supervisión y recambio de los elementos electromecánicos.

6.5.3.7 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de los Sedimentadores Primarios cabe destacar las siguientes:

- Bajos costos de explotación y mantenimiento (especialmente en los sedimentadores estáticos).
- Escaso impacto visual al disponerse enterrados casi en su totalidad.
- Escaso impacto sonoro dada la escasa potencia de los equipos electromecánicos que se implantan.

Entre sus inconvenientes deben mencionarse:

- Tan sólo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario, por lo que sus efluentes precisan de tratamientos complementarios.
- Escasa estabilidad frente a sobrecargas hidráulicas.
- Posibles impactos olfativos como consecuencia de una mala gestión de los lodos.
- Se generan lodos no estabilizados.

Referencias bibliográficas

Agence de l´Eau Rhin-Meuse, (2007). Les procédes d´epuration des petites collectivités. Eléments de comparaison techniques et écomomiques.

Aquamec Equipamentos Ltda. (2005). Desarenador Tipo CS. https://tratamentodeagua.com.br/produto/desarenadores-aquamec/

BMeters Srl.
https://www.bmeters.com/wp-content/uploads/2017/10/MAG608_ESP_BM_v1.02.pdf

Del Río, I. (2018). Esquema de una EDAR. Pretratamientos. XXXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, noviembre 2018.

De Azevedo, J. M. y Guillermo Acosta A. (1976). Manual de Hidráulica. 6ª ed. México: Harla.

EINAR S.A. http://www.einar.es/catalogos/EFLUMETROS_esp.pdf

Endress Hauser.
https://www.es.endress.com/es/instrumentacion-campo/medicion-caudal/caudalimetros-electromagneticos

EPA (2002). Onsite Wastewater Treatment Systems Manual. Office of Water. Office of Research and Development. U.S. Environmental Protection Agency. EPA/625/R-00/008.

Hernández Muñoz, A. (1995). Manual de depuración de URALITA. Sistemas para la depuración de aguas residuales en núcleos de hasta 20.000 habitantes. Editorial Paraninfo.

Imhoff, K. (1953). Taschenbuch der Stadtenwässerung, 28. Auflage, Oldenbougverlag. ISBN: 3-486-26332-3.

Mara, D. y Sinnatamby, G. (1986). Rational design of septic tanks in warm climates. The Public Health Engineer, Nº 14,4, october 1986.

MARM (2010). Manual para la implantación de sistemas de de depuración en pequeñas poblaciones. ISBN: 978-84-491-1071-9.

MARN (2016). Recomendaciones para la selección de tratamientos de depuración de aguas residuales en la República de El Salvador. Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN).

Metcalf&Eddy (1998). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. ISBN: 84-481-1607-0.

OPS CEPIS (2005). Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores.

Ortega, E. (2015). Esquema de una EDAR. Pretratamientos. XXXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, noviembre 2015.

Ponce, V. (2013). Comparación de vertederos de cresta afilada para la medición de descargas en flujo de canal abierto. San Diego State University. http://chang.sdsu.edu/enlineatriangular1.php

REMOSA (Recubrimientos y Moldeados SA). https://www.remosa.net/

Rosales, E. (2003). Tanques sépticos: conceptos teóricos base y aplicaciones. Instituto Tecnológico de Costa Rica. Centro de Ingeniería en Construcción. Centro de Investigaciones en Vivienda y Construcción.

Salvato, J.A. (1982). Environmental Engineering and Sanitation. Third edition. Wiley Interscience Publication, New York.

Tejero, I., Temprado, J., García, A., y Esteban, A. (2018). Tratamientos primarios y Fisicoquímicos. XXXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, noviembre 2018.

Universidade da Coruña, (2013a). Decantación lamelar. Fichas técnicas de etapas de proceso de plantas de tratamiento de aguas residuales de la industria textil. FT-PRI- 004.

Universidade da Coruña, (2013b). Decantación primaria convencional. Fichas técnicas de etapas de proceso de plantas de tratamiento de aguas residuales de la industria textil. FT-PRI- 002.

ESTADO PLURINACIONAL DE
BOLIVIA

MINISTERIO DE
MEDIO AMBIENTE Y AGUA | VICEMINISTERIO DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO BÁSICO

Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales

Módulo 2

Contenido

Capítulo 7 Tratamientos secundarios

Módulo
2

Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales

Autoría:

FUNDACIÓN PÚBLICA ANDALUZA
CENTRO DE LAS NUEVAS
TECNOLOGÍAS DEL AGUA (CENTA)
Consejería de Agricultura, Ganadería,
Pesca y Desarrollo Sostenible

Con la colaboración de:

MINISTERIO
DE TRANSPORTES, MOVILIDAD
Y AGENDA URBANA

VICEPRESIDENCIA
TERCERA DEL GOBIERNO

MINISTERIO
PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA
Y EL RETO DEMOGRÁFICO

CEDEX
CENTRO DE ESTUDIOS
Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS

Con el apoyo de:

Cooperación Española

FCAS Fondo de Cooperación para Agua y Saneamiento

BID
Banco Interamericano de Desarrollo

Diagramación y diseño: Financiado a través del Fondo AquaFund,
un fondo del BID apoyado por la AECID, el Gobierno de Suiza y Austria y la Fundación PepsiCo.

Contenido

Prefacio 5

Resolución Ministerial 9

Presentación - Ministro de Medio Ambiente y Agua 13

Presentación - Viceministro de Agua Potable y Saneamiento Básico 15

MÓDULO 0

Capítulo 1 Introducción 31

1.1 Antecedentes y justificación 33

1.2 Objetivos 34

1.3 Enfoque 35

1.4 Metodología 37

1.5 Estructura de la Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales 37

Referencias bibliográficas 41

Capítulo 2 Condicionantes del desarrollo del tratamiento de las aguas residuales en Bolivia 43

2.1 Características del territorio 46

2.1.1 Organización administrativa 46

2.1.2 Demografía 47

2.1.3 Zonas ecológicas y climatología 50

2.1.4 Usos y calidad de las masas de agua 53

2.2 Saneamiento 54

2.2.1 Marco competencial 54

2.2.2 Marco normativo 57

2.2.3 Planificación 60
2.2.4 Gestión 61
2.2.5 El estado actual del saneamiento 62
2.2.6 Gestión de los residuos 72
2.2.7 Gestión de las aguas pluviales 74

Referencias bibliográficas 75

Capítulo 3 La contaminación de las aguas y su tratamiento 77

3.1 La contaminación de las aguas 79

3.2 Los principales contaminantes de las aguas residuales 81

3.3 El tratamiento de las aguas residuales urbanas 85
3.1.1 Mecanismos de eliminación de los contaminantes 86

Referencias bibliográficas 99

MÓDULO 1

Capítulo 4 Información básica para la redacción de proyectos de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) 115

4.1 Normas técnicas existentes 118

4.2 Información de carácter administrativo 119

4.3 Población servida y población horizonte del proyecto 120

4.4 Instalaciones existentes de abastecimiento, alcantarillado y tratamiento de aguas residuales 124

4.5 Gestión de los sistemas de abastecimiento y saneamiento 127

4.6 Condicionantes para la selección del terreno en el que ubicar la PTAR 128

4.7 Condicionantes climáticas y geográficas del área de intervención 131

4.8 La gestión de las aguas de lluvia 132

4.9 Características del agua residual a tratar (caudales y cargas contaminantes), en los distintos horizontes temporales previstos 133
4.9.1 Campañas de aforo y muestreo de las aguas residuales 135
4.9.2 Estimación de los caudales y cargas a tratar en la PTAR 138

4.10 Calidad exigida al efluente tratado 141
4.11 Posible reúso de los efluentes tratados 143
Referencias bibliográficas 146

Capítulo 5 Líneas de tratamiento adoptadas y aspectos considerados en los dimensionamientos básicos 147

5.1 Consideraciones previas 150
5.2 Análisis de los tratamientos a considerar 151
5.2.1 Pretratamiento 152
5.2.2 Tratamientos primarios 152
5.2.3 Tratamientos anaerobios 153
5.2.4 Tratamientos extensivos 156
5.2.5 Tratamientos intensivos 158
5.2.6 Tratamientos de desinfección 161
5.2.7 Tratamiento de lodos 163
5.3 Líneas de tratamiento adoptadas 167
5.3.1 Tratamientos anaerobios 168
5.3.2 Tratamientos extensivos 169
5.3.3 Tratamientos intensivos 172
5.4 Aspectos considerados en cada tratamiento 174
5.4.1 Fundamentos 174
5.4.2 Rendimientos 174
5.4.3 Producción de lodos 175
5.4.4 Generación de biogás 175
5.4.5 Consumo de energía eléctrica 175
5.4.6 Dimensionamiento 175
5.4.7 Líneas de tratamiento 176
5.4.8 Características de las líneas de tratamiento 176
5.5 Dimensionamientos básicos a efectos de comparar tecnologías 179
5.5.1 Bases de partida 179
5.5.2 Consideraciones para las estimaciones de superficie, costos de construcción y de operación y mantenimiento 183
Referencias bibliográficas 192

Capítulo 6 Pozo de gruesos, obra de llegada, pretratamiento, medición de caudal y tratamientos primarios 193

6.1 Pozo de gruesos 196

6.2 Obra de llegada 197

6.2.1 Descripción y fundamentos 197

6.2.2 Criterios de dimensionamiento 198

6.2.3 Operación y mantenimiento 200

6.3 Pretratamiento 200

6.3.1 Desbaste 201

6.3.2 Desarenado 213

6.3.3 Desengrasado 221

6.3.4 Desarenado-desengrasado 224

6.3.5 Características constructivas de las etapas del pretratamiento 226

6.3.6 Operación y mantenimiento de las etapas del pretratamiento 228

6.3.7 Pretratamiento manual ***vs.*** mecanizado 232

6.4 Medición de caudales 233

6.4.1 Medición de caudal en canales abiertos 234

6.4.2 Medidores de caudal en conducciones en carga 236

6.4.3 Operación y mantenimiento 238

6.5 Tratamientos primarios 239

6.5.1 Tanque Sépticos 239

6.5.2 Tanques Imhoff 248

6.5.3 Sedimentación Primaria 258

Referencias bibliográficas 269

MÓDULO 2

Capítulo 7 Tratamientos secundarios 287

7.1 Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) 289

7.1.1 Fundamentos 289

7.1.2 Rendimientos 292

7.1.3 Producción de lodos 293

7.1.4 Generación de biogás 293

7.1.5 Consumo de energía eléctrica 293

7.1.6 Dimensionamiento 293
7.1.7 Línea de tratamiento propuesta 296
7.1.8 Características constructivas 308
7.1.9 Operación y mantenimiento 313
7.1.10 Ventajas e inconvenientes 315
Referencias bibliográficas 316
7.2 Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) 317
7.2.1 Fundamentos 317
7.2.2 Rendimientos 322
7.2.3 Producción de lodos 322
7.2.4 Generación de biogás 323
7.2.5 Consumo de energía eléctrica 324
7.2.6 Dimensionamiento 324
7.2.7 Línea de tratamiento propuesta 334
7.2.8 Características constructivas 346
7.2.9 Operación y mantenimiento 358
7.2.10 Ventajas e inconvenientes 360
Referencias bibliográficas 362
7.3 Lagunas de Estabilización 364
7.3.1 Fundamentos 364
7.3.2 Rendimientos 370
7.3.3 Producción de lodos 375
7.3.4 Consumo de energía eléctrica 376
7.3.5 Dimensionamiento 376
7.3.6 Línea de tratamiento propuesta 388
7.3.7 Características constructivas 403
7.3.8 Operación y mantenimiento 409
7.3.9 Ventajas e inconvenientes 411
Referencias bibliográficas 413
7.4 Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial 415
7.4.1 Fundamentos 415
7.4.2 Rendimientos 419
7.4.3 Producción de lodos 420
7.4.4 Consumo de energía eléctrica 420
7.4.5 Dimensionamiento 420

7.4.6 Líneas de tratamiento propuestas 430
7.4.7 Características constructivas 450
7.4.8 Operación y mantenimiento 457
7.4.9 Ventajas e inconvenientes 458
Referencias bibliográficas 460
7.5 Lombrifiltros 461
7.5.1 Fundamentos 461
7.5.2 Rendimientos 464
7.5.3 Producción de lodos 464
7.5.4 Consumo de energía eléctrica 465
7.5.5 Dimensionamiento 465
7.5.6 Línea de tratamiento propuesta 471
7.5.7 Características constructivas 484
7.5.8 Operación y mantenimiento 492
7.5.9 Ventajas e inconvenientes 493
Referencias bibliográficas 495
7.6 Filtros Percoladores 496
7.6.1 Fundamentos 496
7.6.2 Rendimientos 501
7.6.3 Producción de lodos 503
7.6.4 Consumo de energía eléctrica 503
7.6.5 Dimensionamiento 503
7.6.6 Líneas de tratamiento propuesta 515
7.6.7 Características constructivas 555
7.6.8 Operación y mantenimiento 565
7.6.9 Ventajas e inconvenientes 568
Referencias bibliográficas 569
7.7 Contactores Biológicos Rotativos (CBR) 570
7.7.1 Fundamentos 570
7.7.2 Rendimientos 574
7.7.3 Producción de lodos 574
7.7.4 Consumo de energía eléctrica 575
7.7.5 Dimensionamiento 575
7.7.6 Líneas de tratamiento propuesta 585
7.7.7 Características constructivas 608

7.7.8 Operación y mantenimiento 612
7.7.9 Ventajas e inconvenientes 614

Referencias bibliográficas 615

7.8 Aireación Extendida 617
7.8.1 Fundamentos 617
7.8.2 Rendimientos 620
7.8.3 Producción de lodos 621
7.8.4 Consumo de energía eléctrica 621
7.8.5 Dimensionamiento 621
7.8.6 Línea de tratamiento propuesta 650
7.8.7 Características constructivas 664
7.8.8 Operación y mantenimiento 668
7.8.9 Ventajas e inconvenientes 669

Referencias bibliográficas 670

MÓDULO 3

Capítulo 8 Tratamientos para la eliminación de nutrientes 687

8.1 Nitrificación 690
8.1.1 Oxidación de carbono y nitrificación en una sola etapa 693

8.2 Eliminación de nitrógeno 697
8.2.1 Desnitrificación 697

8.3 Eliminación de fósforo 706
8.3.1 Eliminación biológica de fósforo 706
8.3.2 Eliminación química del fósforo 710

8.4 Eliminación conjunta de nitrógeno y fósforo 712
8.4.1 Proceso A^2/O 713
8.4.2 Reactores SBR 714

Referencias bibliográficas 715

Capítulo 9 Tratamientos de desinfección 717

9.1 Características de las aguas tratadas de las diferentes líneas de tratamiento propuestas, a efectos de su desinfección 721

9.2 Tratamientos de desinfección aplicables a las aguas residuales tratadas 721

9.2.1 Cloración 722

9.2.2 Radiación UV 735

9.2.3 Lagunas de Maduración 751

9.2.4 Humedales Artificiales de Flujo Superficial 755

9.3 Selección de tratamientos para la desinfección de las aguas tratadas 763

9.3.1 Líneas de desinfección propuestas 764

Referencias bibliográficas 772

Capítulo 10 Reúso de las aguas tratadas 775

10.1 Visión general del reúso de las aguas tratadas 777

10.2 Beneficios y riesgos del reúso de las aguas tratadas 780

10.2.1 Riesgos del reúso de las aguas tratadas para la salud 782

10.2.2 Evaluación de riesgos en el reúso de las aguas tratadas 785

10.3 Pautas y normativas sobre el reúso de las aguas tratadas 786

10.3.1 Panorámica general 786

10.4 Estado del reúso de las aguas tratadas en Bolivia y en países limítrofes 797

10.4.1 La situación del reúso de aguas tratadas en Bolivia 797

10.4.2 El reúso de aguas tratadas en Brasil 801

10.4.3 El reúso de aguas tratadas en Chile 801

10.4.4 El reúso de aguas tratadas en Paraguay 802

10.4.5 El reúso de aguas tratadas en Perú 803

10.4.6 El reúso de las aguas tratadas en México 804

10.5 Tecnologías de regeneración 804

10.5.1 Tratamientos fisicoquímicos 805

10.5.2 Filtración 810

10.5.3 Tamices 816

10.5.4 Membranas 818

10.6 Esquema básico de un sistema de reúso 819

Referencias bibliográficas 821

Capítulo 11 Tratamiento de lodos 825

11.1 Producción y características de los lodos 828

11.2 Tecnologías de tratamiento 830

11.2.1 Espesamiento de lodos 832

11.2.2 Estabilización de lodos 842

11.2.3 Acondicionamiento de los lodos 857

11.2.4 Deshidratación de lodos 861

11.3 Líneas de tratamiento de lodos propuestas para los dimensionamientos básicos 900

Referencias Bibliográficas 908

Capítulo 12 Criterios de selección de las líneas de tratamiento 911

12.1 Elementos de los problemas de decisión 915

12.2 Metodología multicriterio aplicada a la selección de tratamientos de las aguas residuales 918

12.2.1 Conocimiento técnico 920

12.2.2 Estudios previos 921

12.2.3 Criterios de selección 921

12.3 Los criterios limitantes 948

12.4 La ponderación de los criterios de selección 950

12.5 La valoración de cada alternativa respecto a cada criterio de selección 951

12.6 La matriz de decisión 952

12.7 La selección final 954

Referencias bibliográficas 955

ANEXOS

Anexo 1 Detalles constructivos 971

Anexo 2 Cuadro de precios 989

Anexo 3 Glosario de términos 995

Anexo 4 Glosario de unidades 1047

Capítulo 7

Tratamientos secundarios

Capítulo 7

Tratamientos secundarios

En este capítulo se abordan los distintos tratamientos secundarios seleccionados para su desarrollo y estudio en la presente guía: Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA); Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA); Lagunas de Estabilización; Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial; Lombrifiltros, Filtros Percoladores; Contactores Biológicos Rotativos y Aireaciones Extendidas, en consonancia con lo comentado en el Capítulo 5.

Para estos tratamientos se describen sus fundamentos y diagramas de flujo básicos, se recogen sus métodos de diseño, se analizan las características de la línea de tratamiento seleccionada, se presentan los resultados del dimensionamiento básico llevado a cabo sobre esta línea y que permite la estimación de sus requisitos de superficie y de sus costos de implementación, operación y mantenimiento. Finalmente, se especifican sus características constructivas y sus labores de operación y mantenimiento.

7.1 Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA)

7.1.1 Fundamentos

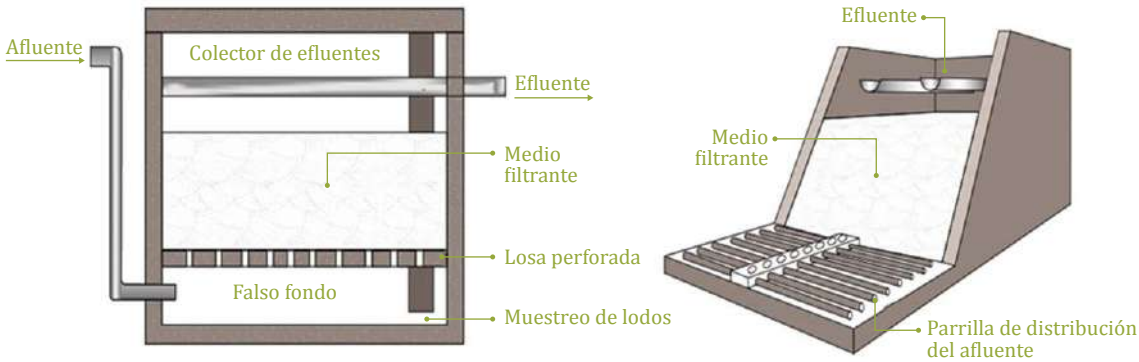
Los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) constituyen una tecnología de tratamiento de las aguas residuales, vía anaerobia, en la que las aguas a tratar atraviesan, en sentido ascendente, un material filtrante.

Las aguas residuales, tras pasar por una etapa de tratamiento primario (Tanque Séptico, o Tanque Imhoff), se introducen por la parte inferior del filtro, bien a través de un falso fondo, coronado en su parte superior por una losa perforada

que retiene al material de soporte y que permite el paso de las aguas a tratar, o bien, de una parrilla de distribución, dispuesta en el fondo del filtro.

Las aguas ascienden por el material de soporte y abandonan el filtro por su parte superior, mediante una serie de canaletas o de tubos colectores (Figura 7.1).

Figura 7.1. Esquemas de Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) ***(CONAGUA)***



El tratamiento de las aguas tiene lugar a su paso por el material filtrante, al que se fijan los microorganismos responsables de los procesos biológicos de depuración vía anaerobia, en forma de biopelícula. Además, mediante procesos físicos de filtración, las partículas de mayor tamaño quedan también retenidas en el material de soporte.

Por tanto, la biomasa retenida en los FAFA se puede encontrar como *(von Sperling y Chernicharo, 2005):*

- Una biopelícula fijada a la superficie del material filtrante.
- Biomasa dispersa retenida en los intersticios del material filtrante.
- Flóculos retenidos en el falso fondo, por debajo del material filtrante.

Figura 7.2. Tanque Séptico y Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (PTAR de Corocoro, La Paz, Bolivia).

El material que se emplee como relleno de los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente debe reunir los siguientes requerimientos *(Chernicharo, 2007)*:

Tabla 7.1. Requerimientos del material de relleno a emplear en los FAFA.

Requerimiento	Objetivo
Ser estructuralmente resistente	No presentar reacciones entre el medio filtrante y las aguas a tratar y los microorganismos.
Ser suficientemente ligero	Evitar estructuras pesadas para permitir la construcción de filtros relativamente altos, lo que implica una reducción de la superficie necesaria para la instalación del sistema.
Tener gran área específica	Permitir que se adhieran altas cantidades de biomasa bacteriana.
Tener una alta porosidad	Permitir un área libre disponible para la acumulación de bacterias y reducir la posibilidad de atascamiento.
Deseable la rápida colonización de microorganismos	Reducir el tiempo de la puesta en marcha del filtro.
Presentar una superficie rugosa, carente de formas planas	Asegurar la buena adherencia y alta porosidad.
Tener un precio reducido	Hacer el proceso técnica y económicamente factible.

A estos requerimientos debe añadirse la fácil disponibilidad del material filtrante en las cercanías de la zona de intervención.

En el apartado 3.3.1.2 de la presente guía se analizan en detalle los fundamentos de los procesos anaerobios en los que se basa este tipo de tecnología de tratamiento, así como los principales factores que intervienen en este tipo de procesos.

El hecho de que el rango poblacional que cuenta con un mayor número de este tipo de instalaciones de tratamiento sea el de las pequeñas poblaciones, donde se dispone de una experiencia contrastada, unido a que en la exhaustiva revisión bibliográfica llevada a cabo sobre esta tecnología se hayan constatado importantes diferencias en lo referente a los parámetros de funcionamiento en función del tamaño de la población tratada, han aconsejado que por prudencia se límite su rango de aplicación, en la presente guía, a 1.000-2.000 habitantes.

Por otro lado, al basarse esta tecnología de tratamiento en procesos anaerobios, no es adecuada para su construcción en la zona ecológica del Altiplano (por sus bajas temperaturas), donde su instalación tan sólo se justificaría después de llevar a cabo un estudio exhaustivo y considerando los riegos de tener bajos rendimientos *(MMAyA, 2010)*.

En aquellas situaciones del Altiplano en las que las redes de colectores sean muy pequeñas y no presenten infiltraciones, lo que permite conservar mejor la temperatura de las aguas residuales generadas en las viviendas, sí podría plantearse la construcción de los FAFA como solución para su saneamiento.

7.1.2 Rendimientos

Van Haandel y Lettinga (1994) desarrollaron, a partir de datos de instalaciones piloto, la siguiente ecuación para determinar los rendimientos de eliminación de DQO en los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente.

$$r\,DQO = 100 \cdot (1\text{-}0{,}87.TRH^{-0{,}5})$$

Donde:

r DQO: porcentaje de eliminación de DQO (%)
TRH: tiempo de retención hidráulica (h)

Los resultados que se obtienen de la aplicación de esta fórmula deben tratarse con cautela, ya que fue desarrollada en un número reducido de plantas piloto de pequeña escala, operando en climas cálidos.

En el caso de Bolivia, los rendimientos de eliminación de DQO en plantas reales son bastante más reducidos de los que se obtienen por la aplicación de esta fórmula.

7.1.3 Producción de lodos

La producción de lodos en los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente se estima en 0,1-0,2 kg de materia seca por cada kg de DQO alimentado al reactor *(Malina y Pohland, 1992)*. Esta producción es del orden de 5-10 veces inferior a la que se genera en un proceso de Lodos Activados.

Dado que las cargas unitarias de DQO por zona ecológica y tamaño de la población servida son diferentes, la generación de lodos en los FAFA en estas zonas también lo será, tal y como se detalla con posterioridad en el apartado 7.1.7.1.

7.1.4 Generación de biogás

Al contar los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente con un tratamiento primario previo, que opera bajo condiciones de anaerobiosis (Tanques Sépticos o Tanques Imhoff), y dado que se ha limitado su aplicación por debajo de los 2.000 habitantes, la producción de biogás en estos filtros es reducida.

7.1.5 Consumo de energía eléctrica

Al disponerse habitualmente los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente enterrados, pueden operar sin ningún consumo energético, al discurrir las aguas a tratar por gravedad a través de toda la línea de tratamiento.

7.1.6 Dimensionamiento

7.1.6.1 Eliminación de la materia carbonada

En el rango de población seleccionado, para el dimensionamiento de los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente para la eliminación de la materia carbonada, se ha recurrido al empleo de la Norma brasileña NBR 13969 (1997). Esta norma se circunscribe a *"sistemas locales de tratamientos de aguas residuales"*,

definiéndose estos como: *"sistemas donde las distancias entre las fuentes generadoras de aguas residuales y su tratamiento son próximas entre sí, no necesitando normalmente una red extensa de alcantarillado"*.

La mencionada norma hace uso de los siguientes parámetros de diseño:

- Tiempo de retención hidráulica
- Volumen ocupado por el material de relleno
- Altura del material de relleno

El *tiempo de retención hidráulica* viene dado por la expresión:

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

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (d)
V: volumen ocupado por el material de relleno (m^3)
Q: caudal de aguas a tratar (m^3/d)

El *volumen del material de relleno* se determina haciendo uso de la expresión *(NBR 13969, 1997)*:

$$V = 1{,}60 \cdot N \cdot C \cdot TRH$$

Donde:

N: número de habitantes servidos (habitantes)
C: dotación de aguas residuales por habitante (L/hab/d)

Debe establecerse un tiempo de retención hidráulica suficiente para garantizar el correcto tratamiento de las aguas. Este tiempo está influenciado por la temperatura y por el caudal de las aguas residuales a tratar (en este caso el generado por poblaciones de 1.000-2.000 habitantes ubicadas en los Valles y Llanos), de acuerdo con la Tabla 7.2 *(NBR 13969, 1997)*.

Tabla 7.2. Tiempos de retención hidráulica (en días), en función de la temperatura media del agua en el mes más frío y del caudal de alimentación.

Caudal de alimentación (m^3/d)	Temperatura media del mes más frío (°C)		
	< 15 °C	15 - 25 °C	> 25 °C
> 9	0,75	0,50	0,50

La *altura del material de relleno,* incluyendo la altura del falso fondo (cuando se disponga de este), debe acotarse a 1,20 m. La altura del falso fondo debe limitarse a 0,60 m, incluyendo el espesor de la losa *(NBR 13969, 1997).*

7.1.6.2 Eliminación de las formas nitrogenadas y del fósforo

Los procesos anaerobios que se dan en los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente alcanzan eliminaciones de la materia orgánica biodegradable del orden del 40-70% de reducción de DQO, pero su eficiencia es muy baja a la hora de eliminar nutrientes (N y P).

7.1.6.3 Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento de un Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente:

1.- Determinación del volumen del material de relleno

Para la determinación del volumen del material de relleno se hace uso del TRH seleccionado en función de la temperatura media del agua en el mes más frío de la zona en la que se implante el filtro y del caudal diario a tratar de aguas residuales (Tabla 7.2). A partir de este TRH, se determina el volumen del material de relleno, empleando la expresión:

$$V = 1{,}60 \cdot N \cdot C \cdot TRH$$

2.- Determinación del área de la sección transversal del filtro

Fijada la altura del material de relleno, y teniendo en cuenta su volumen, se determina el área de la sección transversal del filtro, haciendo uso de la expresión:

$$S = \frac{V}{h}$$

Donde:

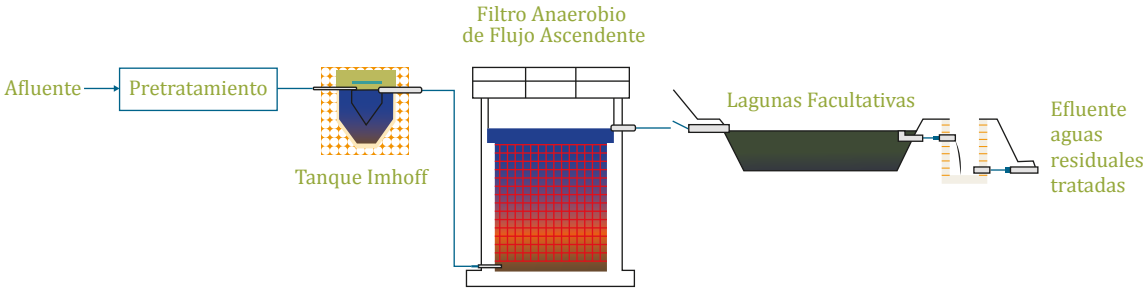
S: área de la sección transversal del filtro (m^2)
h: altura del material de relleno (m)

A partir de esta área, y en función de la geometría que se adopte para el FAFA, se determinan sus dimensiones en planta.

7.1.7 Línea de tratamiento propuesta

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.3.1.1, la línea de tratamiento propuesta para el caso de los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente, en base a la cual se desarrolla el dimensionamiento básico, es la siguiente:

Figura 7.3. Línea de tratamiento propuesta para los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente.



7.1.7.1 Características de la línea de tratamiento

Rendimientos de depuración

Los rendimientos que se pueden alcanzar con la línea de tratamiento propuesta se muestran en la tabla adjunta *(NBR 13969, 1977)*.

Tabla 7.3. Rendimientos de la línea de tratamiento.

	Tanque Imhoff + FAFA[1] (%)	Rendimiento global (%)
Sólidos en suspensión (%)	60 - 90	70 - 80
DBO_5 (%)	40 - 75	75 - 85
DQO (%)	40 - 70	70 - 80
N_T (%)	-	10 – 25[2]
P_T (%)	-	10 - 15
Coliformes fecales (u. log.)[3]	-	2 - 3

[1]Los valores límites inferiores de los rendimientos corresponden a temperaturas de operación inferiores a 15 ºC y los superiores con temperaturas de operación por encima de 25 ºC.
[2]Si se requiere un porcentaje mayor de eliminación de N_T se debe diseñar la Laguna Facultativa específicamente para este fin.
[3]Unidades logarítmicas eliminadas.

En general, los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente implantados en Bolivia arrojan rendimientos algo inferiores a los que se recogen en la bibliografía, incluso cuando operan con TRH favorables.

Influencia de la climatología y de la altitud

La temperatura, como en todo proceso biológico, tiene una influencia decisiva en el comportamiento los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente, disminuyendo los rendimientos que se alcanzan conforme esta baja, tal como se muestra en la Tabla 7.3.

Al basarse el sistema de tratamiento en procesos anaerobios, debe tenerse en cuenta que no es recomendable su aplicación para temperaturas medias del agua a tratar en el mes más frío del año por debajo de los 15 ºC.

La disposición generalmente enterrada de los FAFA les confiere una cierta protección térmica, minimizándose las pérdidas de calor al exterior.

El comportamiento de las Lagunas Facultativas también se ve afectado por la temperatura, recogiéndose esta afectación en los métodos propuestos para su dimensionamiento (apartado 7.3.5).

En lo referente a la influencia de la altitud a la que se ubiquen los FAFA sobre su comportamiento, esta influencia no se encuentra aún suficientemente documentada.

Adaptación a la zona ecológica

Como se ha comentado anteriormente no se aconseja, en principio, la construcción de Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente en la zona ecológica del Altiplano, dado que en la misma la temperatura media del agua en el mes más frío (9 ºC) queda muy por debajo del límite de 15 ºC establecido para el correcto funcionamiento de esta tecnología de tratamiento.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Los FAFA son una tecnología poco flexible en lo referente a las variaciones de caudal de las aguas a tratar, si bien su comportamiento, desde el punto de vista hidráulico, es mejor en el caso de las redes de alcantarillado sanitario separado, que operen correctamente, que en las de carácter combinado, dadas las fuertes distorsiones de caudal que se dan en estas últimas en los periodos de lluvias intensas.

Las Lagunas Facultativas dispuestas al final del tratamiento, al operar con TRH más elevados, presentan una mayor capacidad para afrontar las variaciones de caudal y carga.

Producción y características de los lodos generados

En esta línea de tratamiento se generan lodos en el Tanque Imhoff y en el FAFA. Para determinar la cantidad de lodos generada en el Tanque Imhoff, se parte de las cargas unitarias de sólidos en suspensión, por zona ecológica y tamaño de población, que se recogen en la Tabla 5.3, y se asume: un rendimiento de eliminación de estos sólidos del 60%, que la fracción volátil de los mismos es del 75%, que esta fracción volátil se reduce un 40% y que los lodos presentan una concentración final del 5%. A los lodos generados en el Tanque Imhoff se suman los que su producen en el FAFA, a razón de 0,15 kg de materia seca por cada kg de DQO alimentado al FAFA, asumiendo una reducción de DQO en el Tanque Imhoff del 30%.

Con los datos obtenidos, se ha confeccionado la Tabla 7.4, que muestra la generación de lodos y su concentración.

Tabla 7.4. Generación de lodos de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Unidades	Habitantes	
		1.000	2.000
Valles y Llanos	g m.s./hab/d	20,5	24,5
	%	5	5
	L/hab/d	0,41	0,49

En esta estimación de la producción de lodos no se ha considerado la cantidad de los mismos que se van acumulando en las Lagunas Facultativas.

Las operaciones de descarga de lodos, para la limpieza del fondo de los FAFA. se efectúan en intervalos de dos a tres meses *(Ministerio de Servicios y Obras Públicas, 2005).*

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

Al disponerse los FAFA habitualmente enterrados, no suelen precisar de bombeos para su alimentación, lo que simplifica sus labores de operación y mantenimiento al no contarse con equipos electromecánicos. No obstante, no debe olvidarse que los procesos de depuración en estos filtros transcurren vía anaerobia, por lo que para su control se precisa que los operadores estén familiarizados con este tipo de procesos.

Impactos medioambientales

La liberación a la atmósfera del biogás producido en los procesos de depuración, que tienen lugar en el interior de los FAFA, puede ser origen de malos olores en las inmediaciones de los filtros, como consecuencia, fundamentalmente, de la presencia en estos gases de compuestos derivados del azufre.

La quema del biogás generado minimiza estos posibles impactos olfativos, a la vez que disminuye considerablemente el efecto negativo de la emisión de gases de efecto invernadero, pues la emisión de metano es unas 23 veces más perjudicial a este respecto que la de dióxido de carbono. No obstante, esta quema del biogás producido no suele llevarse a cabo en el caso de los FAFA aplicados para el tratamiento de las aguas residuales generadas en las pequeñas poblaciones.

Los impactos sonoros son nulos al no implantarse equipos electromecánicos.

En lo referente a los posibles impactos visuales, al construirse los FAFA principalmente enterrados, estos impactos se minimizan notablemente. Por su parte, las Lagunas Facultativas, bien dimensionadas, construidas y operadas, ejercen impactos ambientales positivos, posibilitando la creación de hábitats adecuados para la vida de determinadas especies animales, especialmente avícolas.

En el caso de deficiencias constructivas se pueden dar filtraciones que alcancen las aguas subterráneas, contaminándolas.

Influencia de las características del terreno

Si bien las necesidades de superficie para la construcción de los FAFA (y de los Tanques Imhoff) son muy reducidas en comparación con las de las tecnologías extensivas, el hecho de complementarse el tratamiento con Lagunas Facultativas eleva estas necesidades, situándolas en un punto intermedio entre las de las tecnologías intensivas y las de las extensivas.

La selección del tipo de terreno, para la construcción de esta línea de tratamiento, juega un papel relevante para poder prescindir de los bombeos de alimentación al reactor, mediante el enterramiento del mismo. Primándose, por tanto, los terrenos fáciles de excavar y con un nivel freático bajo.

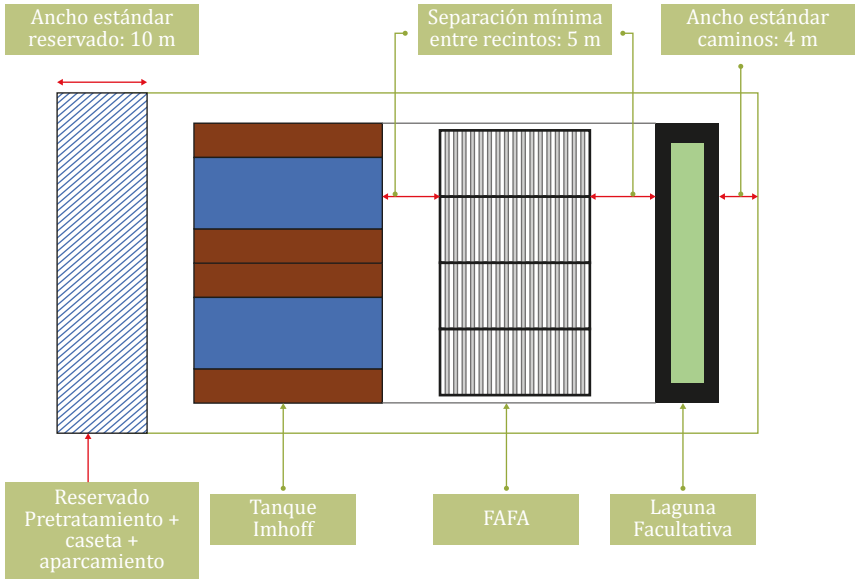
Estimación de la superficie necesaria

De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- En todos los casos se opera con una única línea de tratamiento.
- Pretratamiento: está constituido por un canal de desbaste, de limpieza manual, con rejas de 3 y de 1 cm, dispuestas en serie, seguidas de un desarenador estático.
- Tratamiento primario: se recurre al empleo de Tanques Imhoff, diseñados de acuerdo a las recomendaciones recogidas en el Capítulo 6.
- Los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente se disponen enterrados y se alimentan por gravedad con los efluentes del Tanque Imhoff.
- Los FAFA operan con TRH de 12 horas.

- Como material filtrante se emplean piedras de 3-5 cm de tamaño.
- La altura del material filtrante, más de la del falso fondo, es de 1,20 m..
- Por encima del material filtrante se deja una lámina de agua de 0,3 m.
- Por encima del nivel líquido se deja un resguardo de seguridad de 0,2 m.
- Las Lagunas Facultativas se dimensionan de acuerdo con el apartado 7.3.5.1 y asumiendo un rendimiento de eliminación de DBO_5 en la combinación Tanque Imhoff + FAFA del 60%.
- No se tienen en cuenta la superficie necesaria para el tratamiento de lodos en exceso, ni para la desinfección, que se establecen en los Capítulos 11 y 9 de la presente guía.
- La disposición de los diferentes elementos del proceso depurador sigue la configuración que se muestra a continuación. Debe quedar claro que esta disposición esquemática sólo se emplea para la estimación de la superficie de la línea de tratamiento en la presente Guía, puesto que en cada caso concreto, será la propia geometría del terreno disponible la que condicione la disposición de los distintos elementos que constituyan la línea de tratamiento.

Figura 7.4. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para la línea de tratamiento, para las zonas ecológicas de los Valles y los Llanos y para poblaciones comprendidas entre 1.000-2000 habitantes. A partir de estos dimensionamientos se han estimado los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (m^2/hab), capacidad de tratamiento (m^2/m^3/d) y carga tratada (m^2/kg DBO_5/d). Estos requisitos se presentan en las siguientes gráficas:

Figura 7.5. Requisitos de superficie por habitante servido.

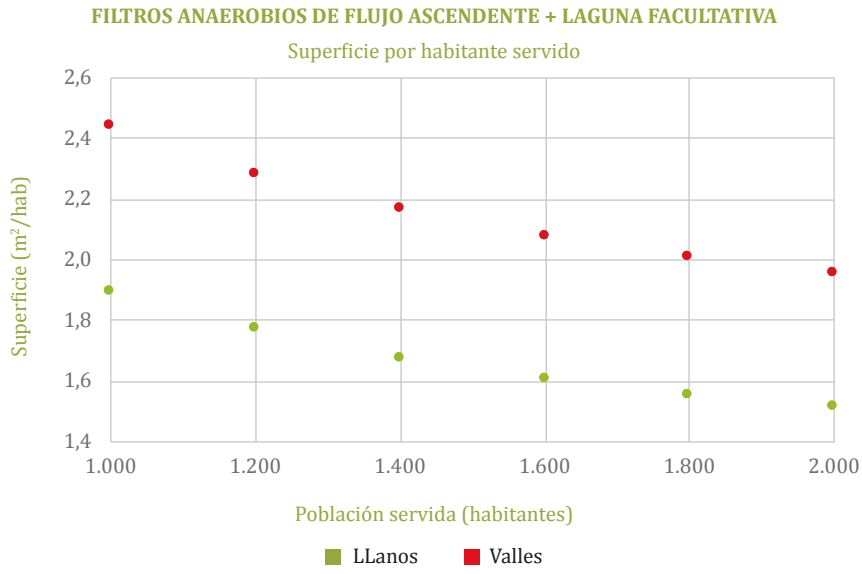


Figura 7.6. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

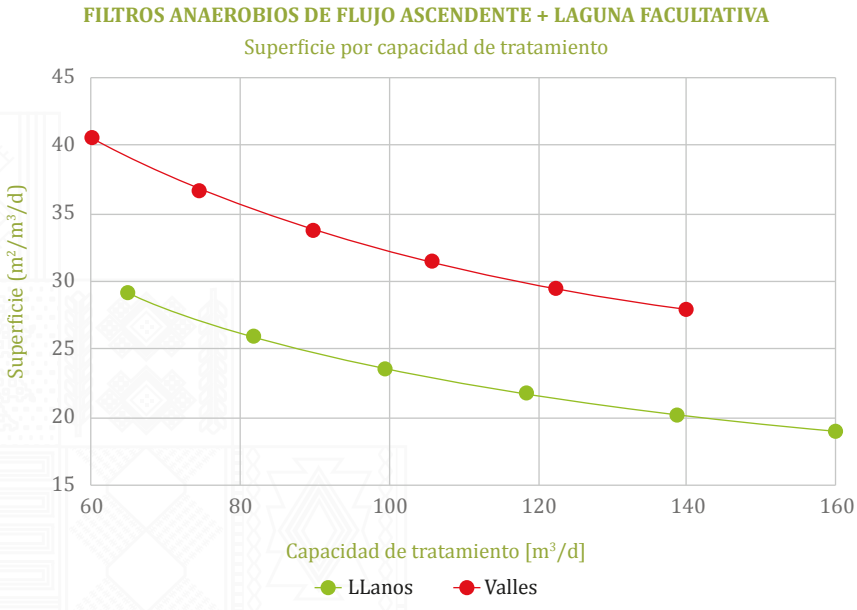
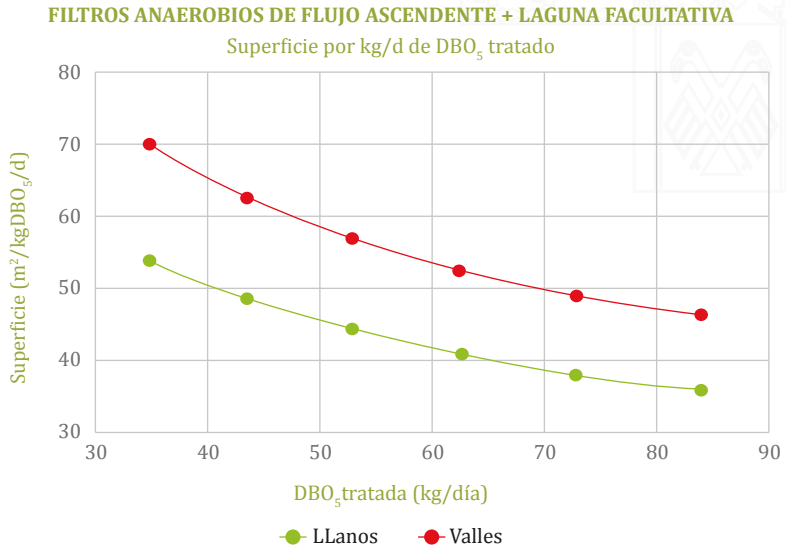


Figura 7.7. Requisitos de superficie por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



Se observa, que los requisitos de superficie por habitante servido, capacidad de tratamiento y kg tratado de DBO_5, siguen la tendencia clásica, consecuencia de la economía de escala, que conlleva a que los requisitos de superficie decaigan con el tamaño de la población tratada. En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.5 se han desglosado en la Tabla 7.5 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan las superficies del Tanque Imhoff, de los FAFA y de la Laguna Facultativa, en las dos zonas ecológicas y para los tamaños de población considerados.

Tabla 7.5. Porcentajes de superficie ocupada por los Tanques Imhoff, FAFA y Laguna Facultativa, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	1.200	1.400	1.600	1.800	2.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por los Tanques Imhoff, FAFA y Laguna Facultativa					
Valles	0,3/1,7/48,6	0,3/1,6/53,3	0,4/2,0/57,6	0,4/2,2/61,6	0,4/2,3/65,6	0,4/2,4/69,1
Llanos	0,4/2,3/35,6	0,4/2,6/38,9	0,5/2,9/42,0	0,5/3,1/44,9	0,5/3,3/47,7	0,6/3,6/50,1

Se observa, que el porcentaje de superficie ocupado por los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente supera en unas 6 veces la superficie ocupada por los Tanques Imhoff, mientras que el porcentaje de superficie ocupada por la Laguna

Facultativa supera en unas 30 veces la superficie ocupada por los FAFA en el caso de los Valles, y en unas 15 veces en el caso de los Llanos.

Estimación de los costos de construcción

A partir de los dimensionamiento básicos realizados, y conforme a las bases de partida especificadas en el apartado 5.5.2.2, se han confeccionado las gráficas siguientes, que representan, para las zonas ecológica de los Valles y los Llanos y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (Bs/hab), capacidad de tratamiento (Bs/m^3/d) y carga tratada (Bs/kg DBO_5/d).

Figura 7.8. Costos de construcción por habitante servido.

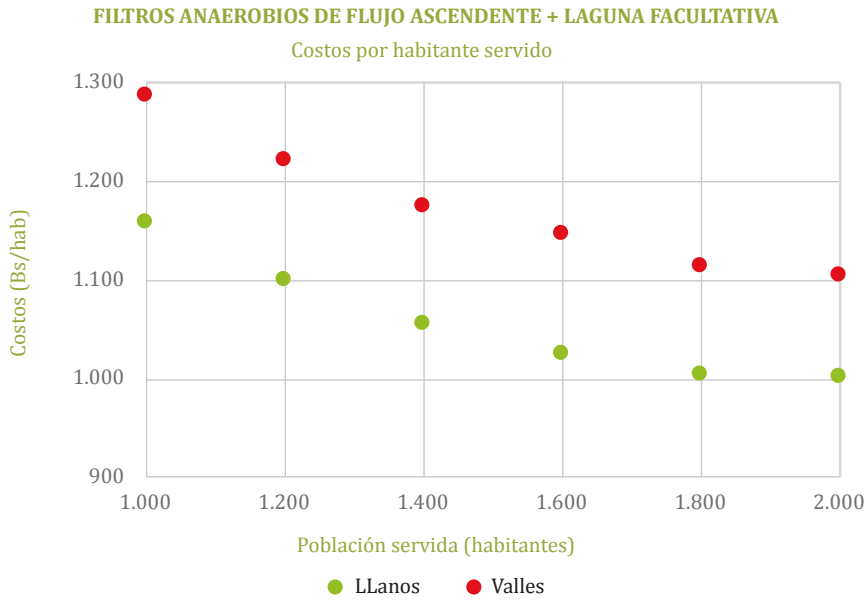


Figura 7.9. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

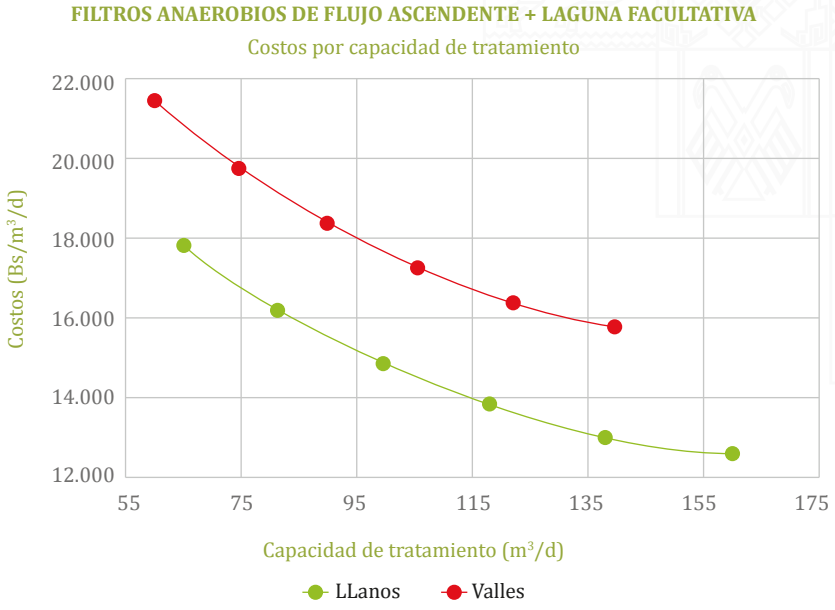
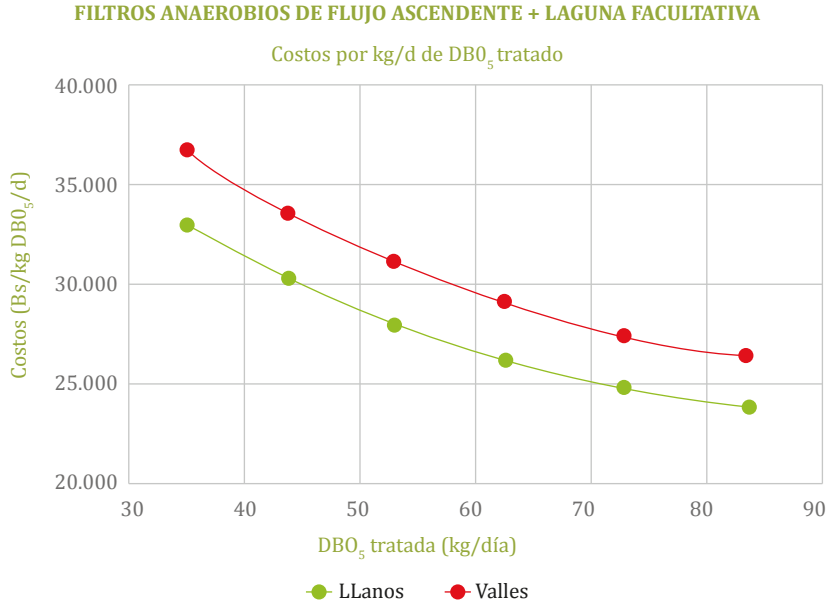


Figura 7.10. Costos de construcción por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



En los tres casos se observa un comportamiento habitual, consecuencia de la economía de escala, disminuyendo los costos de construcción conforme aumentan los habitantes servidos, la capacidad de tratamiento y la carga de DBO_5 tratada. En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.8, se han desglosado en la Tabla 7.6 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, Tanque Imhoff, FAFA, Laguna Facultativa, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.6. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	1.200	1.400	1.600	1.800	2.000
Valles						
Pretratamiento	7	6	5	5	4	4
Tanque Imhoff	9	9	9	9	9	9
FAFA	32	33	34	35	35	36
Laguna Facultativa	13	14	15	16	17	18
Caseta de servicios	3	3	3	3	3	3
Caminos perimetrales	8	7	6	5	5	5
Cerramiento	9	8	8	8	7	7
Llanos						
Pretratamiento	7	6	6	5	5	4
Tanque Imhoff	8	8	8	8	8	8
FAFA	38	40	41	42	43	44
Laguna Facultativa	9	9	10	10	11	11
Caseta de servicios	3	3	3	3	3	3
Caminos perimetrales	9	8	7	6	6	5
Cerramiento	8	8	7	7	7	6

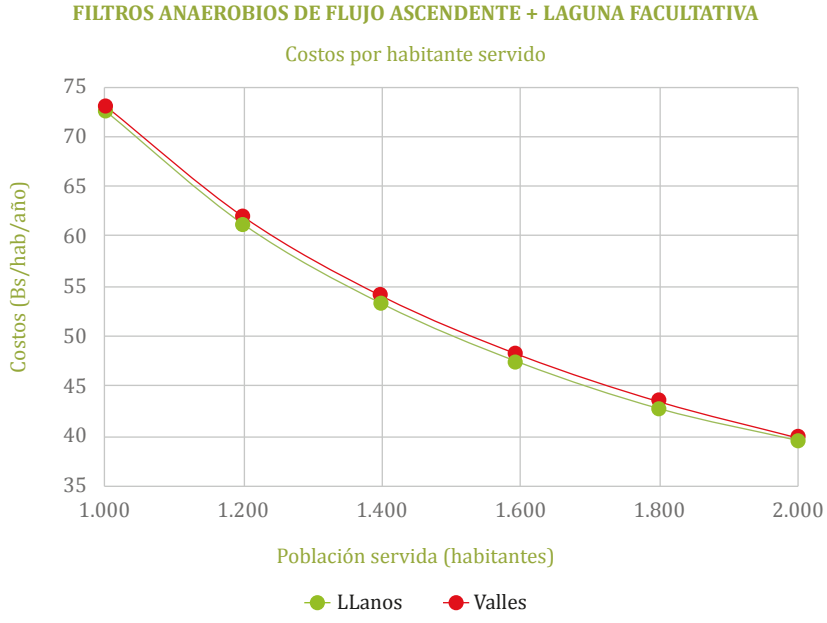
Se observa que:

- Los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra experimentan escasas variaciones para los distintos tamaños poblacionales considerados, como consecuencia de la pequeña diferencia entre estos tamaños.
- Los mayores porcentajes de costos, con diferencia, se corresponden con los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA), seguidos de las Lagunas Facultativas y de los Tanques Imhoff.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento, y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3, se han confeccionado las siguientes curvas que representan, para las zonas ecológicas de los Valles y Llanos y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año).

Figura 7.11. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.



Se constata una gran coincidencia de los costos de operación y mantenimiento para las zonas ecológicas de los Valles y los Llanos.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.11, se han desglosado en la Tabla 7.7 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Tabla 7.7. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	1.200	1.400	1.600	1.800	2.000
Valles						
Personal (%)	73,8	72,5	71,3	70,0	68,9	67,6
Energía (%)	-	-	-	-	-	-
Mantenimiento y operación (%)	8,2	9,3	10,3	11,4	12,3	13,3
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	2,0	2,5	3,0	3,4	3,9	4,4
Control analítico (%)	16,0	15,7	15,5	15,2	14,9	14,7
Llanos						
Personal (%)	74,3	73,5	72,4	71,2	70,1	68,1
Energía (%)	-	-	-	-	-	-
Mantenimiento y operación (%)	7,4	8,4	9,3	10,3	11,2	12,1
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	2,2	2,2	2,6	3,1	3,5	5,0
Control analítico (%)	16,1	15,9	15,7	15,4	15,2	14,8

En esta tabla se comprueba, que a medida que crece la población servida, disminuyen los porcentajes de costos correspondientes al personal y el control analítico, mientras, que por el contrario, se incrementan los costos relacionados con el mantenimiento y operación y con el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento. No obstante, estas variaciones son muy reducidas dadas las pequeñas diferencias entre los tamaños de las poblaciones consideradas.

7.1.8 Características constructivas

Se muestran a continuación las principales características constructivas de los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente. En los apartados 6.5.2.4 y 7.3.7, de la presente guía, se recogen las de los Tanques Imhoff y las Lagunas Facultativas, respectivamente.

El confinamiento

- Los Filtros Anaerobios de Flujo ascendente se pueden construir tanto con planta circular como rectangular, reservándose la primera especialmente para los filtros de menor tamaño.

- En lo referente a los materiales de construcción, estos deben garantizar la impermeabilidad y estabilidad estructural de los filtros, recomendándose el empleo de hormigón armado, con espesores mínimos de las paredes y del piso de 20 cm (*MMAyA, 2010).*

- Al hormigón armado se le debe dar un revestimiento anticorrosivo para protegerlo del agresivo ambiente que se genera en los procesos anaerobios.

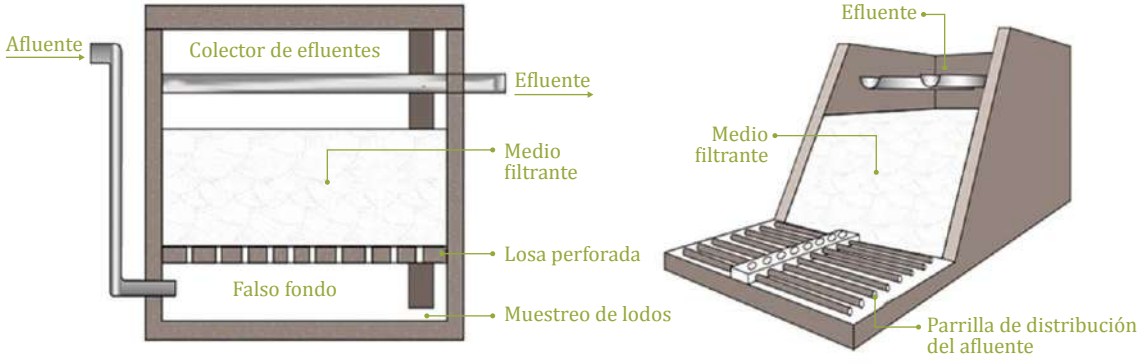
- La parte superior de los FAFA puede ir cubierta o no. En el primero de los casos debe contar con una tapa de inspección, de 0,80 m de diámetro, que debe ir situada sobre el tubo guía de drenaje, en los casos en que se disponga un falso fondo.

Los elementos de entrada

- Tras el pretratamiento se dispondrá un elemento para la medición de los caudales de alimentación al FAFA.

- La alimentación puede llevarse a cabo por la parte inferior de los FAFA, tanto a través de falsos fondos, como a través de parrillas con tubos perforados dispuestas en el fondo del filtro (Figura 7.12). Dado el riesgo de obturación de los orificios de salida de los tubos perforados y la dificultad para la realización de las operaciones de limpieza del filtro, se recomienda que la alimentación a los FAFA se lleve a cabo a través de falsos fondos.

Figura 7.12. Alimentación de los FAFA: a través de un falso fondo y a través de una parrilla de distribución *(CONAGUA).*



En el caso de alimentar a los FAFA por un falso fondo:

- Los falsos fondos suelen presentar una altura de 0,60 m, incluyendo el espesor de la losa, y la alimentación a los filtros se puede llevar a cabo a través de una única tubería (para las instalaciones de menor tamaño) (Figura, 7.13) *(NBR 13969, 1997*), o de varias tuberías (en los filtros de mayor tamaño). En este último caso, la alimentación se efectúa a través de una caja de distribución, de la que parte una tubería descendente, de la que se derivan varias tuberías de distribución (Figura 7.14) *(NBR 13969, 1997)*.

- Las tuberías de distribución están constituidas por tubos verticales, cuyo extremo inferior queda a 0,30 m del fondo. En el caso de emplear varios tubos de alimentación, la superficie a cubrir por cada uno de ellos debe ser inferior a 3 m^2.

- En la parte superior de los falsos fondos se dispone una losa perforada, que tiene por objetivos retener el material filtrante y permitir el paso de las aguas afluentes. El diámetro de los orificios de la losa perforada debe ser de 2,5 cm. Estos orificios estarán separados 15 cm entre sí y el número de los mismos deberá ser tal, que su área total corresponda al menos al 5% del área del falso fondo.

Figura 7.13. Alimentación a FAFA con falso fondo, con una tubería de distribución.

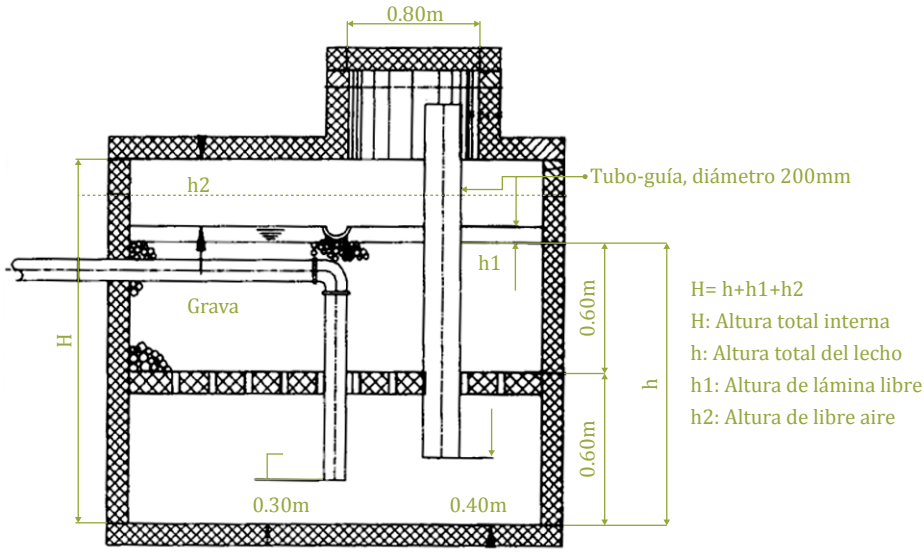
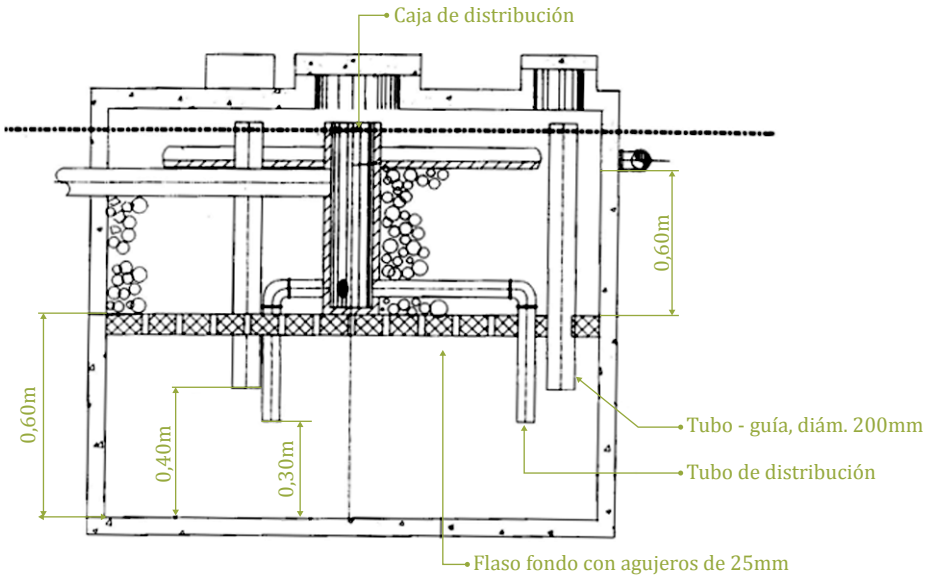


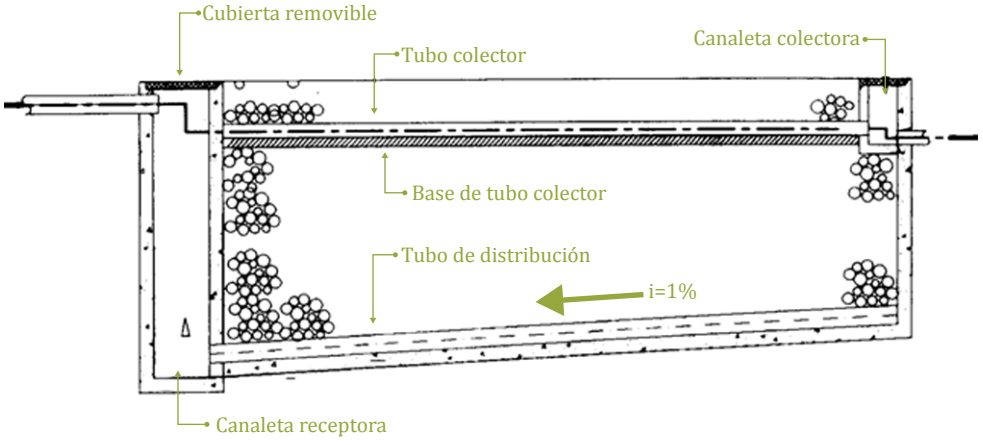
Figura 7.14. Alimentación a FAFA con falso fondo, con varias tuberías de distribución.



Cuando se alimentan a los FAFA mediante parrillas de distribución:

- Las parrillas se apoyan en el fondo de los filtros, que presenta una inclinación del 1% hacia la canaleta receptora. A estas parrillas llegan las aguas afluentes a través de una canaleta receptora, a la que descargan los efluentes del tratamiento primario (Figura 7.15) *(NBR 13969, 1997)*.

Figura 7.15. Alimentación a FAFA a través de parrilla de distribución.



- Las tuberías de distribución serán de PVC o de hormigón, irán fijadas al fondo del FAFA, contarán con orificios de 1 cm de diámetro, separados entre sí 20 cm, y se dispondrá una tubería cada 2-4 m^2 de superficie del fondo del filtro, al objeto de conseguir una distribución uniforme de las aguas a tratar sobre el material filtrante.

Los elementos de salida

- La recogida de los efluentes tratados puede llevarse a cabo mediante canaletas o tubos perforados, dispuestos en la parte superior de los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente.

- En el caso de los FAFA de planta circular se contará con una canaleta o un tubo perforado por cada tubería de alimentación con la que cuente el filtro.

- Para los FAFA de forma rectangular se implantará un canal o tubo perforado por cada tubería de alimentación, que se dispondrá en la dirección del lado de mayor longitud del rectángulo. En este caso, la distancia entre los canales o tuberías de recolección no debe superar los 1,5 m.

- En todos los casos, los vertederos de las canaletas y los orificios de las tuberías de recolección deben estar nivelados, de forma que recojan uniformemente las aguas tratadas.

La extracción de lodos

- Todos los FAFA deben contar con un dispositivo que permita su drenaje, al objeto de permitir las labores de limpieza periódica del material filtrante. En el caso de los filtros que cuenten con un falso fondo se dispondrá un tubo guía, de 0,20 m de diámetro, por cada 3 m^2 del fondo del filtro. Estos tubos guía, que atravesarán el material filtrante y acabarán a 0,40 m de la parte inferior del falso fondo, se emplearán en las operaciones de limpieza del filtro, introduciendo por ellos una bomba sumergible de drenaje. En el caso de los FAFA que se alimentan a través de una parrilla de tubos de distribución, el fondo de estos filtros presentará una pendiente del 1% hacia el pozo de succión (Figura 7.16), al objeto de facilitar su limpieza.

El material filtrante

- En los FAFA se emplea como material filtrante gravas o piedras de canto rodado, inertes químicamente, con tamaños comprendidos entre 25 y 50 mm *(Ministerio de Servicios y Obras Públicas, 2005)*.

- Se descarta el empleo de materiales filtrantes con tamaños diferentes, salvo que estos se dispongan en capas separadas, para evitar la obstrucción temprana del filtro.

- En el caso de los FAFA que cuentan con falso fondo para su alimentación, la altura del material filtrante es de 0,60 m, contando el falso fondo con una altura similar.

- En los FAFA que se alimentan mediante parrilla de distribución, la altura del material filtrante suele ser de 1,20 m.

7.1.9 Operación y mantenimiento

Las labores de operación y mantenimiento de las etapas de pretratamiento y tratamiento primario ya se han detallado en los apartados 6.3.5 y 6.5.2.5. Las correspondientes a las Lagunas Facultativas se muestran en el apartado 7.3.8. En lo referente a las labores de operación y mantenimiento de los propios Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente:

- La puesta en marcha de este tipo de tratamiento es lenta, soliendo durar de 6 a 9 meses.

- Las labores de operación y mantenimiento en este tipo de filtros se orientan principalmente a evitar la obstrucción del sustrato filtrante. Para ello es muy importante el correcto funcionamiento del pretratamiento y del tratamiento primario, para evitar que llegue al filtro una cantidad excesiva de materia en suspensión.

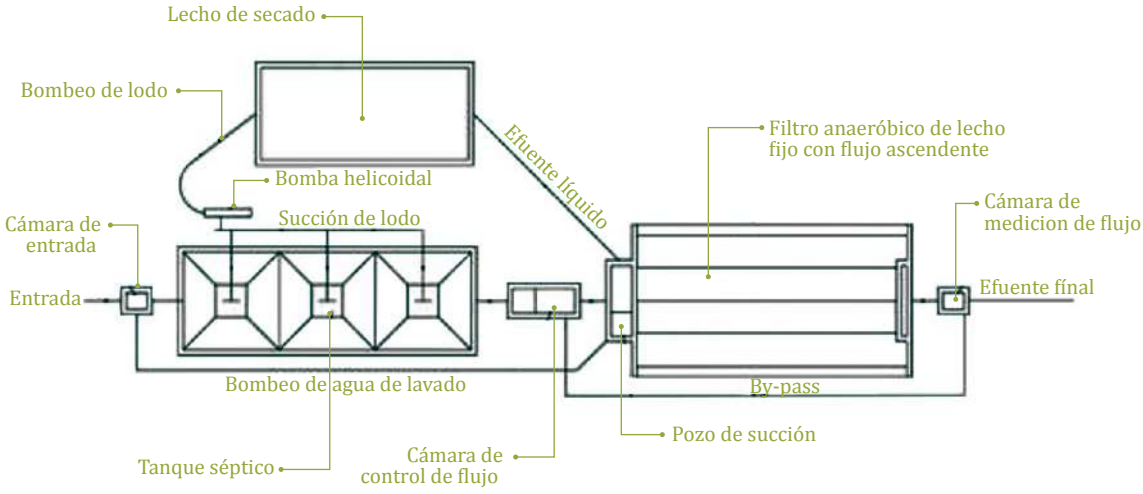
- La medición de la pérdida de carga en el filtro, a partir del nivel de agua en la cámara de regulación, es un buen indicador del grado de colmatación del material filtrante y de la necesidad de proceder a su limpieza.

- En el caso de los FAFA que disponen de un falso fondo, el tubo guía implantado al efecto, permite la medición periódica del nivel de los lo-

dos que se van acumulando en esta zona. Cuando se detecte que este nivel se aproxima a la losa perforada dispuesta en la parte superior del falso fondo, se procederá a introducir una bomba sumergible a través del tubo guía para la extracción de los lodos acumulados. Si con esta operación no fuese suficiente para recuperar el normal funcionamiento del FAFA, se procederá a verter agua limpia sobre la parte superior del material filtrante, drenando la mezcla lodos/agua que se almacene en el falso fondo con la ayuda de la bomba sumergible.

- En el caso de los FAFA que cuentan con tuberías perforadas, dispuestas en un fondo inclinado, para el reparto de la alimentación, la extracción periódica de los lodos en exceso se llevará a cabo en el pozo de succión de la cámara de entrada (Figura 7.16) *(MMAyA, 2011)*. Si con ello no fuese suficiente, se procederá a verter agua limpia como en el apartado anterior, drenando la mezcla lodos/agua que se obtenga desde el fondo de la cámara de succión dispuesta a la entrada del filtro.

Figura 7.16. Esquema del tratamiento Tanque Séptico + FAFA en el que se aprecian los dispositivos para limpieza y para la disposición de los resíduos resultantes.



- Las bombas de drenaje que se empleen deben permitir el desagüe rápido del filtro, al objeto de facilitar la limpieza del material de relleno.

- Los FAFA no deben lavarse por completo, ya que ello retrasaría su puesta en operación tras la operación de limpieza.

- Las aguas contaminadas resultantes de la limpieza de los FAFA deben ser conducidas a una PTAR que cuente con capacidad para la recepción y tratamiento de este tipo de aguas, o ser dispuestas en Lechos de Secado, en aquellos casos en los que las instalaciones de tratamiento dispongan de estas unidades para el tratamiento de los lodos.

- En el caso de los FAFA que operan descubiertos, periódicamente se procederá a la extracción de flotantes y a la limpieza de los bordes internos del resguardo, eliminando las posibles algas que se hayan podido desarrollar.

- Las labores de operación y mantenimiento de los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente son más complicadas en los casos en que estas unidades se disponen en recintos cerrados.

7.1.10 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente, a modo de postratamiento de un tratamiento primario, cabe destacar las siguientes:

- Bajos requisitos de superficie para su construcción, al trabajar con mayores cargas orgánicas que los tratamientos aerobios.

- Nulos, o escasos, requisitos de energía para su operación.

- Simplicidad de operación.

- Posibilidad de empleo de materiales locales para su construcción.

- Se generan lodos estabilizados y en menor cantidad que en los tratamientos aerobios.

- Carece de dispositivos móviles en su interior, que puedan ser fuente de averías.

- Bajos costos de construcción y de operación y mantenimiento.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Riesgo de obstrucción del material filtrante.
- El arranque y la estabilización del sistema de tratamiento son lentos.
- Muy baja capacidad de eliminación de nutrientes y de organismos patógenos.
- No se recomienda su uso para temperaturas medias del agua en el mes más frío del año por debajo de los 15 ºC.
- Limitada experiencia contrastada en plantas correctamente monitorizadas
- Si no se quema el biogás producido, tanto en el tratamiento primario, como en el propio FAFA, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero. Igualmente, se generan malos olores por los compuestos odoríferos que forman parte del biogás generado.

Referencias bibliográficas

Chernicharo, C. (2007). Anaerobic Reactors, Biological Wastewater Treatment Series, vol. 4. Londres: IWA Publishing.

CONAGUA. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente. ISBN: 978-607-626-017-3.

Gonçalves, R., Chernicharo, C., Andrade Neto, C., Alem Sobrinho, P., Kato, M, Costa, R, Aisse, M., Zaiat, M. (2001). Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios por reatores com biofilme. Cap 4. In: CHERNICHARO, C. (coordenador). Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios. FINEP/PROSAB, Río de Janeiro, Brasil.

Malina, J y Pohland, F. (1992). Design of Anaerobic Processes for the Treatment of Industrial and Municipal Wastes, vol. 7, Technomic Publishing, Inc., USA.

Ministerio de Servicios y Obras Públicas (2005). Guía Técnica de Diseño de Proyectos de Saneamiento para poblaciones menores de 10.000 habitantes. Depósito Legal 4-1-266-05 P.O. Viceministerio de Servicios Básicos.

http://www.anesapa.org/wp-content/uploads/2015/01/GUIA-TEC.-SANEa.pdf

MMAyA (2011). Guía Técnica de Diseño y Ejecución de Proyectos de Agua y Saneamiento con Tecnologías Alternativas.

http://saludpublica.bvsp.org.bo/textocompleto/bvsp/boxp68/guia-tecnica-agua.pdf

NBR 13969. (1997). Tanques sépticos Unidades de tratamento complementar e disposiçao final dos efluentes líquidos Projeto, construçao e operaçao. ABNT. Associaçao Brasileira de Normas Técnicas.

van Haandel, A., Lettinga, G. (1994). Anaerobic sewage treatment: A practical guide for regions with a hot climate. Chichester, UK: John Wiley & Sons.

von Sperling, M y Chernicharo, C. (2005). Biological Wastewater Treatment in Warm Climates Regions. ISBN: 1-843-339-002-7. Published by IWA Publishing. London, UK.

Wagner, W. (2018). Reactores anaeróbicos para el tratamiento de aguas residuales urbanas. XXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, 19-30 noviembre 2018.

7.2 Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA)

7.2.1 Fundamentos

Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), también conocidos como UASB (del inglés: Upflow Anaerobic Sludge Blanket), constituyen tecnología de tratamiento anaerobia, en la que las aguas residuales a tratar pasan a través de un manto de lodos a baja velocidad ascensional.

Este tipo de tratamiento se caracteriza por realizarse en un único recinto las operaciones de: sedimentación primaria, reactor biológico y digestión anaerobia

de los lodos. En el apartado 3.3.2 de la presente guía se analizan en detalle los fundamentos de los procesos anaerobios, así como los principales factores que intervienen en ellos.

Las aguas a tratar en los RAFA se distribuyen uniformemente por la parte inferior del reactor y atraviesan, sucesivamente y en sentido ascendente, las siguientes capas:

- Una ***capa de lodos*** de morfología granular, con tamaño de los gránulos de 1 a 5 mm, que se forma en la parte inferior del reactor y que presenta concentraciones de sólidos del 4-10%.

- Un ***manto de lodos***, que presenta velocidades de sedimentación inferiores a las de la capa anterior, así como menores concentraciones de sólidos (1,5-3%)..

En su parte superior el reactor cuenta con un separador trifásico (sólido-líquido-gas), que constituye un elemento fundamental para su correcto funcionamiento, y que tiene por objetivos: (i) lograr la decantación de los sólidos sedimentables (que se conducen a la zona de digestión del fondo del reactor, evitando que escapen con los efluentes tratados), y (ii) extraer el gas (biogás) generado en los procesos anaerobios de degradación de la materia orgánica, a través de una campana recolectora y con el auxilio de un elemento deflector, que se ubica por debajo del separador trifásico y que conduce los gases hacia esta campana (Figura 7.17). El biogás que se genera en el interior del reactor contribuye a mantener en agitación el manto de lodos.

Figura 7.17. Esquema de un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA).

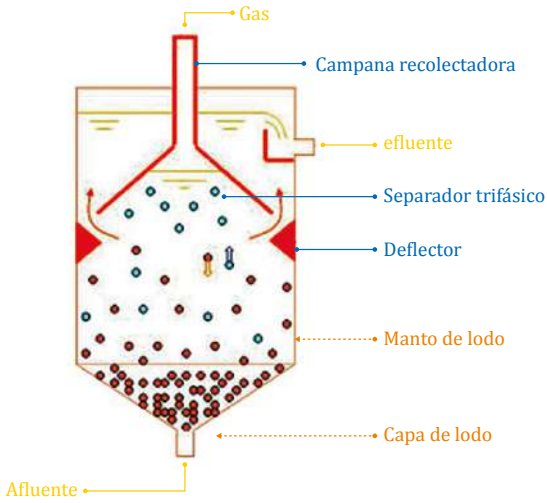
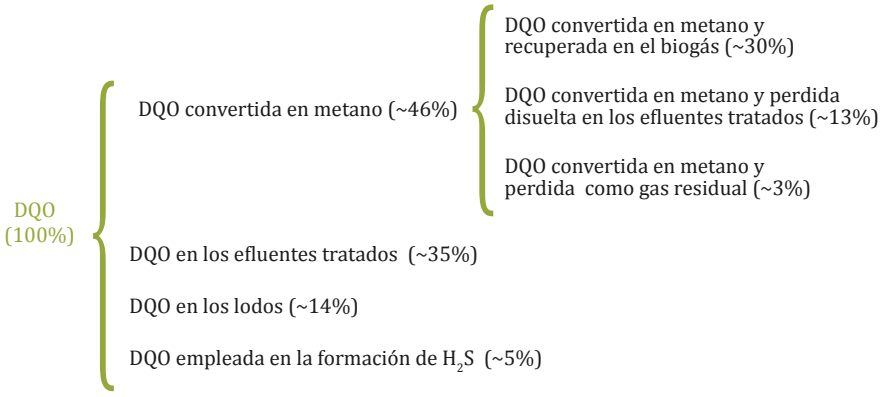


Figura 7.18. Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente en la PTAR de Linde Paracaya (Bolivia).

De la DQO presente en las aguas residuales a tratar, aproximadamente un 35% escapa con los efluentes tratados, mientras que el restante 65% se distribuye de acuerdo con la Figura 7.19 *(adaptada de Chernicharo, 2017a).*

Figura 7.19. Rutas de conversión en los RAFA de la DQO de entrada.



Se aconseja que las aguas residuales a tratar en los RAFA presenten una concentración mínima de DQO de 250 mg/L (siendo deseable ≥400 mg/L) *(Wagner, 2018)*; una concentración máxima de 500 mg/L de sólidos en suspensión totales *(Wagner, 2018)* y que cuenten con una presencia lo menor posible de fibras y arenas. También, para evitar la disminución de la actividad metanogénica, debido a la competencia por el sustrato necesario para sintetizar CH_4 o H_2S, se recomienda que la relación DQO/SO_4^{2-} en las aguas residuales a tratar sea inferior a 7 *(Chernicharo, 2007)*.

Para minimizar la presencia de fibras, el pretratamiento debe contar con una etapa de desbaste con un tamaño de paso máximo de 10 mm, en el caso de rejas de limpieza manual, y de 6 mm máximo en el caso de equipos de limpieza mecanizada *(MARN, 2016)*.

Igualmente, para minimizar la presencia de arenas en las aguas a tratar, Chernicharo et al. (2018a), recomiendan que se diseñen los desarenadores con valores de carga hidráulica superficial de 25-42 m^3/m^2.h. Valores inferiores al de ≤70 m^3/m^2.h recogido en el Capítulo 6.

Por último, para contenidos en grasas inferiores a los 100 mg/L no se hace necesaria una etapa de desengrasado *(MARN, 2016)*.

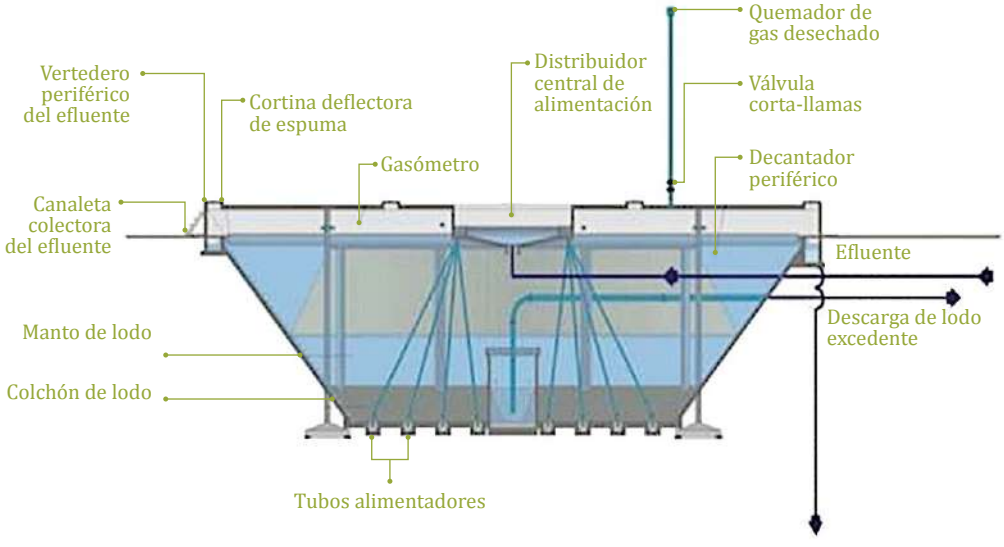
Este tipo de tratamiento, por sí mismo, no alcanza los rendimientos que se requieren para lograr cumplir con los requisitos que exige la normativa boliviana de vertidos, por lo que se hace preciso complementarlo con algún tratamiento posterior. Este postratamiento es habitual llevarlo a cabo haciendo uso de Lagunas de Estabilización, Humedales Artificiales, Filtros Percoladores o Aireaciones Extendidas.

El empleo de un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente en combinación con tratamientos aerobios permite una considerable reducción de los requisitos de superficie y de los costos de construcción de la línea de tratamiento. Además, en el caso de las combinaciones RAFA + Filtro Percolador y RAFA + CBR, se cuenta con la ventaja de poder estabilizar los lodos, extraídos en los sedimentadores secundarios, en el propio RAFA, lo que simplifica y abarata la gestión de estos subproductos, con el incremento, además, de la cantidad generada de biogás.

Figura 7.20. Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente seguidos de Filtro Percolador en la PTAR de Ciudad Futura (El Salvador).

Existe una modalidad de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, conocida como RALF (Reactor Anaerobio de Lecho Fluidizado), desarrollada en Brasil y que cuenta con cierta construcción en Bolivia (especialmente en los Llanos), que presenta como diferencias principales, en relación con los RAFA, las innovaciones de que la sección transversal del reactor se incrementa con la altura y de que la zona de digestión está unida a la de decantación por la zona superior del separador trifásico, lo que permite que la recolección de biogás se lleve a cabo en toda la superficie de la parte superior del reactor (Figura 7.21). Por lo demás, su comportamiento y rendimientos son asimilables a los de los RAFA.

Figura 7.21. Sección de un Reactor Anaerobio de Lecho Fluidizado (RALF).



7.2.2 Rendimientos

A partir de datos reales de operación de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente trabajando bajo condiciones tropicales (20-27 ºC de temperatura del agua), se han obtenido ecuaciones que relacionan los rendimientos de eliminación de DQO y de DBO_5 en función del TRH con el que operan los reactores. Estas ecuaciones son las siguientes *(von Sperling y Chernicharo 2005)*:

$$rDQO = 100 \cdot (1\text{-}0{,}68.TRH^{-0{,}35})$$
$$rDBO_5 = 100 \cdot (1\text{-}0{,}70.TRH^{-0{,}50})$$

Donde:

rDQO: porcentaje de eliminación de DQO (%)
$rDBO_5$: porcentaje de eliminación de DBO_5 (%)
TRH: tiempo de retención hidráulica (h)

Debe hacerse constar, que estas expresiones permiten tan sólo obtener valores aproximados de los rendimientos de eliminación DQO y de DBO_5, dado el escaso número de datos empleados para la determinación de las constantes empíricas, y que tan sólo son de aplicación para condiciones tropicales.

También se dispone de una expresión empírica que permite estimar la concentración de sólidos en suspensión en los efluentes tratados en Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente *(von Sperling y Chernicharo 2005)*.

$$SST = 102 \cdot TRH^{-0{,}24}$$

Donde SST es concentración de sólidos en suspensión a la salida del RAFA.

En lo referente a las eliminaciones de nutrientes (N y P) y de coliformes fecales en los RAFA, estas son mínimas.

7.2.3 Producción de lodos

La producción de lodos en los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente se estima en 0,1-0,2 kg de materia seca por cada kg de DQO alimentado al reactor *(Malina y Pohland, 1992)*, presentando los lodos concentraciones del 3,5-5,5% *(MARN, 2016)*. Esta producción es del orden de 5-10 veces inferior a la que se genera en un proceso de Lodos Activados.

Para lograr la estabilización vía anaerobia de los lodos, que se van acumulando en el fondo del reactor, se suele trabajar con tiempos de retención de sólidos de 30-60 días, en función de la temperatura de operación.

Dado que las cargas unitarias de DQO por zona ecológica y tamaño de la población servida son diferentes (Tabla 5.3), la generación de lodos en los RAFA, en estas situaciones, también lo será, tal y como se detalla con posterioridad.

7.2.4 Generación de biogás

La producción de biogás se puede evaluar a partir de la carga de DQO, con la que se alimenta al reactor, y que se transforma en metano. De forma simplificada, la porción de DQO que se convierte en metano se puede determinar como sigue *(von Sperling y Chernicharo 2005)*:

$$DQO_{CH4} = Q \cdot (C_a - C_e) - Y_{obs} \cdot Q \cdot C_a$$

Donde:

DQO_{CH4}: carga de DQO transformada en metano (kg DQO_{CH4}/d)
Q: caudal medio de las aguas a tratar (m^3/d)
C_a: concentración de DQO en el afluente (kg DQO/m^3)
C_e: concentración de DQO en el efluente (kg DQO/m^3)
Y_{obs}: coeficiente de producción de sólidos en el reactor, en términos de DQO (0,11-0,23 kg DQOlodo/kg DQOaplicado)

La masa de metano (kg DQO_{CH4}/d) se convierte en volumen producido (m^3 CH_4/d) haciendo uso de la ecuación:

$$Q_{CH4} = \frac{DQO_{CH4}}{K(t)}$$

Donde:

Q_{CH4}: producción volumétrica de metano (m^3/d)
K(t): factor de corrección para la temperatura de operación del reactor (kg DQO/m^3), que se calcula mediante:

$$K(t) = \frac{P.K_{DQO}}{R \cdot (273+T)}$$

Donde:

P: presión atmosférica (atm)
K_{DQO}: DQO correspondiente a un mol de metano (64 g DQO/mol)
R: constante de los gases (0,082 atm. L/mol. ºK)
T: temperatura de operación del reactor (ºC)

Para pasar la cantidad de metano generada a biogás debe tenerse en cuenta, que cuando se tratan aguas residuales domésticas vía anaerobia, el porcentaje de metano en este biogás es del orden del 70-80% *(von Sperling y Chernicharo 2005)*.

7.2.5 Consumo de energía eléctrica

En el consumo de energía eléctrica en los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente viene totalmente condicionado por el hecho de que estos reactores se dispongan enterrados, semienterrados o elevados sobre el terreno. En el primero de los casos se podrá operar sin ningún consumo energético, mientras que en el resto este consumo dependerá del caudal de aguas a bombear y de la altura de bombeo.

7.2.6 Dimensionamiento

7.2.6.1 Eliminación de la materia carbonada

En el dimensionamiento de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), para la eliminación de la materia carbonada, se hace uso de los siguientes parámetros:

- En el reactor:
  - Tiempo de retención hidráulica
  - Velocidad ascensional
  - Altura del reactor
  - Carga volumétrica en el reactor
- En la zona de sedimentación:

- Velocidad de paso del agua hacia la zona de sedimentación
- Tiempo de retención hidráulica
- Velocidad ascensional

En el dimensionamiento del reactor el *tiempo de retención hidráulica* viene dado por la expresión:

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

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (h)
V: volumen del reactor (m^3)
Q: caudal de aguas a tratar (m^3/h)

Debe establecerse un tiempo de retención hidráulica suficiente para garantizar el correcto tratamiento de las aguas. Este tiempo está influenciado por la temperatura del agua y por el régimen hidráulico (caudales medio y máximo) bajo el que opere el reactor, de acuerdo con la Tabla 7.8 *(Chernicharo, 2017b)*.

Tabla 7.8. TRH en función de la temperatura media del agua en el mes más frío y del régimen hidráulico.

	Caudal medio (m^3/h)	Caudal máximo[1] (m^3/h)
Temperatura (ºC)	15 - 18	
TRH (h)	≥ 10,0	≥ 7,0
Temperatura (ºC)	18 - 22	
TRH (h)	≥ 8,0	≥ 5,5
Temperatura (ºC)	22 - 25	
TRH (h)	≥ 7,0	≥ 4,5
Temperatura (ºC)	> 25	
TRH (h)	≥ 6,0	≥ 4,0

[1]Caudal que se da por un tiempo máximo de 4-6 horas al día.

Como se observa, conforme disminuye la temperatura de operación se incrementa el TRH, por lo que para tratar un mismo caudal de aguas residuales, los RAFA que se implanten en los Valles tendrán un mayor tamaño, y por tanto un mayor costo de construcción, que los que se instalen en los Llanos, donde la temperatura media del agua del mes más frío es mayor.

Para mantener en suspensión el manto de lodos en el interior del reactor, evitando a su vez, su posible arrastre hacia la zona de salida, se precisa operar con una determinada *velocidad ascensional*. Esta velocidad viene dada por la expresión:

$$V_{asc} = \frac{Q}{S}$$

Donde:

V_{asc}: velocidad ascensional en el reactor ($m^3/m^2/h$, m/h)
S: superficie de la sección transversal del reactor (m^2)

La Tabla 7.9 muestra los valores que se recomiendan de la velocidad ascensional en los RAFA, en función del caudal *(Chernicharo, 2017b)*.

Tabla 7.9. Velocidades ascensionales en RAFA en función de los caudales de operación.

	Velocidad ascensional (m/h)
A caudal medio	0,5 - 0,7
A caudal máximo	≤1,1
Picos temporales de caudal[1]	≤ 1,5

[1]Los picos tendrán una duración máxima de 2-4 horas por día.

Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente presentan poca flexibilidad para hacer frente a puntas hidráulicas, por lo que este aspecto debe preverse en la etapa de dimensionamiento. Para ello:

- Es necesario llevar a cabo una buena gestión de los caudales de aguas pluviales que puedan llegar a la PTAR, mediante el empleo de aliviaderos de altura regulable en la obra de llegada, o mediante la construcción de tanques de laminación, para evitar puntas excesivas de caudal en la alimentación al reactor. Igualmente, es necesario asegurarse de que las infiltraciones a la red de alcantarillado sean bajas en la zona de construcción de los RAFA. Por todo ello, no se recomienda el uso de

esta tecnología de tratamiento en zonas que presenten una elevada pluviometría, si no se tiene asegurado un buen funcionamiento de las redes de recogida de pluviales, ni en aquellas zonas que presenten niveles freáticos altos.

- En el caso de que la alimentación al RAFA se lleve a cabo mediante bombeo, es muy importante considerar la modulación del funcionamiento de las bombas, mediante el empleo de varias bombas o de variadores de velocidad.

- Finalmente, si a lo largo del día es muy elevada la variabilidad de caudales de aguas residuales que llegan a la PTAR, es muy aconsejable la construcción de tanques de laminación.

En lo referente a la *altura* con la que suelen operar los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, esta se encuentra en el rango de 4,0-5,5 m.

Finalmente, la *carga volumétrica* viene definida por la expresión:

$$C_v = \frac{Q \cdot Ca}{V}$$

Donde:

C_v: carga volumétrica (kg DQO/m^3/d)
C_a: concentración en DQO de las aguas a tratar (g DQO/m^3)

La evaluación de la carga volumétrica sólo deberá tenerse en cuenta en el caso de una componente industrial importante en la carga alimentada a la PTAR. En esos casos, se deberá asegurar que el valor de la carga volumétrica es menor de 15 kg DQO/m^3/d *(von Sperling y Chernicharo, 2005).*

En los casos en que la componente doméstica sea claramente mayoritaria el valor de C_v suele estar en el rango 2,5-3,5 kg DQO/m^3/d.

En el dimensionamiento la zona de sedimentación la *velocidad de paso* de las aguas desde el reactor a esta zona, a través de las aperturas dispuestas para tal efecto, se determina haciendo uso de la expresión:

$$v = \frac{Q}{S_a}$$

Donde:

v: velocidad de paso a través de las aperturas (m/h)
S_a: área libre de las aperturas (m^2)

Los valores de la velocidad de paso que se recomiendan en función del caudal se muestran en la Tabla 7.10 *(Chernicharo, 2017b).*

Tabla 7.10. Velocidades de paso a través de las aperturas de la zona de sedimentación.

	Velocidad de paso (m/h)
A caudal medio	≤ 2,5
A caudal máximo	≤ 4,0
Picos temporales de caudal[1]	< 5,5

[1]Picos de caudal con duración máxima de 2 horas

El *tiempo de retención hidráulica* en la zona de sedimentación viene dado por:

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

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica en la zona de sedimentación (h)
V: volumen del sedimentador (m^3)

Los TRH recomendados en la zona de sedimentación se muestran en la Tabla 7.11 *(Chernicharo, 2017b).*

Tabla 7.11. TRH en la zona de sedimentación.

	TRH (h)
A caudal medio	≥ 1,5
A caudal máximo	≥ 1,0
Picos temporales de caudal[1]	> 0,6

[1]Los picos tendrán una duración máxima de 2-4 horas por día.

En el caso de RAFA alimentados por bombeo los TRH tienden a reducirse, alcanzando a veces valores de 0,5 horas a caudal medio, cuando la modulación del bombeo no es la adecuada. Por ello, es muy importante en la fase de diseño prever la correcta modulación de los bombeos que existan previamente a los RAFA.

Para el correcto funcionamiento de la zona de sedimentación, evitando el arrastre de los lodos sedimentados con los efluentes tratados, se precisa operar con una determinada *velocidad ascensional*. Esta velocidad viene dada por la expresión:

$$V_{ascs} = \frac{Q}{S_{sed}}$$

Donde:

V_{ascs}: velocidad ascensional en la zona de sedimentación ($m^3/m^2/h$, m/h)
S_{sed}: superficie de la lámina de agua de la zona de sedimentación (m^2)

La Tabla 7.12 muestra los valores de la velocidad ascensional en función del caudal, que se recomiendan en las zonas de sedimentación de los RAFA *(Chernicharo 2017b)*.

Tabla 7.12. Velocidad ascensional en la zona de sedimentación.

	Velocidad ascensional (m/h)
A caudal medio	≤ 0,8
A caudal máximo	≤ 1,2
Picos temporales de caudal[1]	<1,5

[1]Los picos tendrán una duración máxima de 2-4 horas por día.

7.2.6.2 Eliminación de las formas nitrogenadas y del fósforo

Los procesos anaerobios alcanzan una buena eliminación de la materia orgánica biodegradable (60-70% de reducción de DQO), pero su eficiencia es prácticamente nula a la hora de eliminar nutrientes (N y P). Ello conduce a que las relaciones DQO/N y DQO/P de los efluentes tratados en este tipo de procesos presenten valores mucho más altos que los que se recomiendan para la eliminación biológica de estos nutrientes en procesos aerobios dispuestos tras los RAFA.

Cuando sea precisa la eliminación de nitrógeno, se recomienda que el RAFA trate tan sólo una parte de las aguas residuales a depurar (del orden del 50-70%), mientras que la parte restante se conduce a un tratamiento biológico complementario, en el que se den procesos de nitrificación y desnitrificación. Esta forma de operar garantiza la presencia de la materia orgánica biodegradable, que se precisa en los procesos de desnitrificación *(von Sperling y Chernicharo, 2005)*.

En aquellas situaciones en las que es necesario reducir la concentración de fósforo en las aguas tratadas, y esta reducción quiera abordarse por un método biológico, el uso de un RAFA en cabecera de la línea de tratamiento no es aconsejable, por dos motivos:

- Los efluentes de los procesos anaerobios presentan relaciones P/DQO superiores a las de las aguas residuales objeto de tratamiento, lo que afecta negativamente a la eliminación biológica de este nutriente.

- Si el lodo rico en fósforo, generado en el proceso biológico de eliminación, se conduce al RAFA para su estabilización, bajo las condiciones de anaerobiosis que operan en este reactor, este fósforo se solubilizará, escapando con los efluentes tratados.

De acuerdo con Alem y Jordao (2001), la eliminación del fósforo en las plantas de tratamiento que utilizan reactores anaerobios sólo es eficaz si se recurre al empleo de productos químicos (sales de hierro o aluminio, ver Capítulo 8), para la precipitación de este nutriente. Para la determinación de la dosis correcta de los agentes químicos precipitantes se requiere la realización de pruebas de jarras, en cada situación concreta.

7.2.6.3 Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento de un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente:

1.- Determinación del volumen útil del reactor

Para la determinación del volumen útil del RAFA se hace uso del TRH seleccionado en función de la temperatura media del agua en el mes más frío de la zona en la que se implante el reactor (Tabla 7.8). A partir de este TRH se determina el volumen útil empleando la expresión:

$$V = Q \cdot TRH$$

El volumen útil del reactor será el mayor de los tres siguientes, determinados a partir de las restricciones establecidas en la Tabla 7.8:

- El determinado a partir del caudal medio.
- El determinado a partir del caudal máximo.
- El determinado a partir del caudal pico.

El volumen útil obtenido se divide de forma equitativa entre el número de reactores que se dispongan en paralelo. Por limitaciones constructivas y operacionales, se recomienda que el volumen unitario de los reactores no supere los 1.500 m^3 *(von Sperling y Chernicharo, 2005)*.

2.- Determinación del área de la sección transversal del reactor

Fijada la altura del reactor, y teniendo en cuenta su volumen unitario, se determina el área de su sección transversal, haciendo uso de la expresión:

$$S = \frac{V}{h}$$

Donde:

S: área de la sección transversal del reactor (m^2)
h: altura útil del reactor (m)

Determinada el área de la sección transversal del RAFA, y adoptando una relación habitual largo/ancho, generalmente de 2, se determinan estas dimensiones haciendo uso de las expresiones:

$$A = \sqrt{S/2}$$
$$L = 2.A$$

Donde:

A: ancho del reactor (m)
L: longitud del reactor (m)

3.- Verificación del TRH definitivamente adoptado

Para el volumen útil definitivamente adoptado, tras la división del reactor en varios módulos y los ajustes de su largo y ancho, debe verificarse que se sigue cumpliendo con el TRH seleccionado inicialmente.

4.- Verificación de las cargas aplicadas

Para el volumen útil definitivo del reactor debe verificarse que se cumple con los valores de carga volumétrica recomendadas, empleando para ello la expresión:

$$C_v = \frac{Q \cdot C_i}{V}$$

Tan sólo debe realizarse la verificación de la carga volumétrica aplicada en el caso de que las aguas residuales a tratar presenten una incidencia muy importante de vertidos industriales.

5.- Verificación de las velocidades ascensionales a caudal medio, máximo y pico

La velocidad ascensional en el reactor a caudal medio viene definida por la expresión:

$$C_{asc} = \frac{Q}{S}$$

Debe comprobarse que para los caudales medio, máximo y pico, las velocidades ascensionales correspondientes se encuentran dentro de los valores recomendados en la Tabla 7.9.

6.- Determinación del número de tubos necesarios para la distribución de la alimentación

El número de tubos necesarios, para una distribución homogénea de la alimentación en el interior del reactor, se determina haciendo uso de la expresión:

$$N_d = \frac{A_i}{S}$$

Donde:

N_d: número de tubos para la distribución de la alimentación (adimensional)
A_i: área de influencia de cada tubo distribuidor (m^2). Habitualmente se emplean valores de 1,5-3,0 m^2 *(von Sperling y Chernicharo, 2005).*

7.- Dimensionamiento del separador trifásico

El diseño del separador trifásico depende de las características de las aguas residuales a tratar, el tipo de lodo presente en el reactor, la carga orgánica aplicada, la producción esperada de biogás y de las propias dimensiones del reactor.

La velocidad de liberación de biogás en el reactor se determina mediante la siguiente expresión:

$$v = \frac{P_b}{S_{lg}}$$

Donde:

v: velocidad de liberación de biogás en el reactor ($m^3/m^2/h$, m/h)
P_b: producción de biogás (m^3/h) (Ver apartado 7.2.4)
S_{lg}: área de la interfase líquido-gas en el reactor (m^2)

Esta velocidad de liberación del biogás producido en el reactor debe ser lo suficientemente alta para superar una posible capa de natas que pueda formarse

en la superficie, pero, a la vez, no debe provocar el arrastre de lodos hacia las tuberías de recogida de biogás, lo que originaría su obstrucción.

Souza (1986) recomienda velocidades mínimas de liberación del biogás de 1,0 $m^3/m^2.h$ y velocidades máximas en el rango de 3,0-5,0 m^3/m^2.

Para grandes reactores rectangulares, una vez determinados el número de colectores de gases a implantar en cada módulo de RAFA, la longitud de estos colectores (de acuerdo a la longitud del reactor) y su ancho, se determina el área total de los colectores de gases. Con esta área debe comprobarse que la velocidad de liberación de biogás se encuentra dentro de los límites establecidos.

8.- Dimensionamiento de las aperturas de los compartimentos de sedimentación

En función del número de separadores de gases a implantar en el reactor, del número y dimensiones de las aperturas consideradas, se procede a determinar el área total de las aperturas previstas. A continuación, debe verificarse que las velocidades de paso a través de estas aperturas, a caudal medio, máximo y pico, respetan lo establecido en la Tabla 7.10.

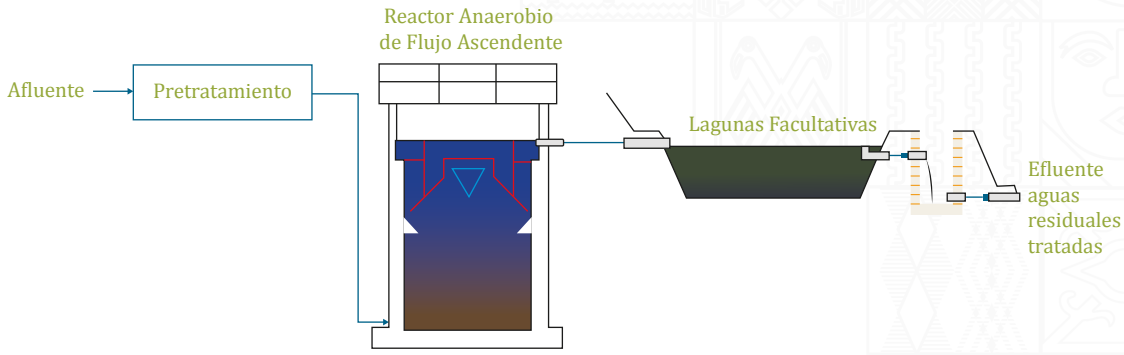
9.- Dimensionamiento de los compartimentos de sedimentación

De acuerdo al número de compartimentos de sedimentación a implantar y de sus dimensiones, se determina la superficie total de la lámina de agua de los compartimentos de sedimentación. Para esta superficie obtenida debe comprobarse que las velocidades ascensionales a caudal medio, máximo y pico, están de acuerdo con los valores recogidos en la Tabla 7.12.

7.2.7 Línea de tratamiento propuesta

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.3.1.2, la línea de tratamiento propuesta para el caso de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, en base a la cual se desarrolla el dimensionamiento básico, es la siguiente:

Figura 7.22. Línea de tratamiento propuesta para los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA).



En los apartados 7.6.6.2 y 7.7.6.2 de este capítulo, dedicados a los Filtros Percoladores y a los Contactores Biológicos Rotativos, también se analizan las líneas de tratamiento: RAFA + Filtros Percoladores y RAFA + CBR, respectivamente.

7.2.7.1 Características de la línea de tratamiento

Rendimientos

Los rendimientos que se pueden obtener con la línea de tratamiento propuesta se muestran en la tabla adjunta *(elaboración propia en base a datos bibliográficos)*.

Tabla 7.13. Rendimientos de la línea de tratamiento.

	RAFA	Rendimiento global
Sólidos en suspensión (%)	50 - 70	70 - 80
DBO_5 (%)	70 - 80	80 - 90
DQO (%)	60 - 70	75 - 85
N_T (%)	-	10 – 25[1]
P_T (%)	-	10 - 15
Coliformes fecales (u. log.)	-	2 - 3

[2]Si se requiere un porcentaje mayor de eliminación de N_T se debe diseñar la Laguna Facultativa específicamente para este fin.

Influencia de la climatología

La temperatura, como en todo proceso biológico, tiene una influencia decisiva en el comportamiento de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, disminuyendo los rendimientos que se alcanzan conforme esta baja.

Al basarse el sistema de tratamiento mediante RAFA en procesos anaerobios, debe tenerse en cuenta que no es recomendable su aplicación para temperaturas medias del agua en el mes más frío por debajo de los 15 ºC, por lo que se desaconseja su empleo el Altiplano.

El comportamiento de las Lagunas Facultativas también se ve afectado por las temperaturas, recogiéndose esta afectación en los métodos propuestos para su dimensionamiento (apartado 7.3.5).

Adaptación a la zona ecológica

Como se ha comentado, no se aconseja la construcción de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente en la zona ecológica del Altiplano, dado que en la misma, la temperatura media del agua en el mes más frío (9 ºC), queda muy por debajo del límite de 15 ºC establecido para el correcto funcionamiento de esta tecnología de tratamiento.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente no admiten velocidades ascensionales superiores a 1,5 m/h durante más de 4 horas continuadas, dado que a estas velocidades se desestabiliza el manto de lodos *(Lettinga, 1995).* Por ello, se trata de una tecnología poco flexible en lo referente a las variaciones de caudal de las aguas a tratar.

Su comportamiento, desde el punto de vista hidráulico, es mejor en el caso de las redes de alcantarillado sanitario separado, operando correctamente, que en las de carácter combinado, dadas las fuertes distorsiones de caudal que se dan en estas últimas en los periodos de lluvias intensas.

Las Lagunas Facultativas dispuestas al final del tratamiento, al operar con TRH más elevados, presentan una mayor capacidad para afrontar las variaciones de caudal y carga.

Producción y características de los lodos generados en el tratamiento

A partir de las cargas unitarias de DQO, para las distintas zonas ecológicas y tamaños de población considerados (Tabla 5.3), y tomado un valor de producción

de lodos de 0,15 kg de materia seca por cada kg de DQO alimentado al reactor, se ha confeccionado la Tabla 7.14, que muestra las producciones de lodos por zona ecológica y tamaño de población.

Tabla 7.14. Generación de lodos de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Unidades	Habitantes					
		1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles y Llanos	g m.s./hab/d	8,3	9,9	10,4	11,1	14,7	16,5
	%	5	5	5	5	5	5
	L/hab/d	0,17	0,20	0,21	0,22	0,29	0,33

En esta estimación de la producción de lodos no se ha considerado la cantidad de los mismos que se van acumulando en las Lagunas Facultativas.

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

Si bien el nivel de equipos electromecánicos presente en esta línea de tratamiento es reducido, limitándose al bombeo de la alimentación cuando los RAFA no se disponen enterrados, las labores de operación y mantenimiento de estos reactores revisten una cierta complejidad (especialmente en la puesta en marcha y, posteriormente, por el necesario control de las reacciones vía anaerobia que tienen lugar), por lo que se precisa que los operadores estén familiarizados con este tipo de tecnología.

Impactos medioambientales

La liberación a la atmósfera de parte del biogás producido puede ser origen de malos olores en las inmediaciones de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente como consecuencia, fundamentalmente, de la presencia en estos gases de compuestos derivados del azufre.

La quema del biogás generado minimiza estos posibles impactos olfativos, a la vez que disminuye considerablemente el efecto negativo de la emisión de gases de efecto invernadero, pues la emisión de metano unas 23 veces más perjudicial a este respecto que la del dióxido de carbono.

Los impactos sonoros son nulos, o muy reducidos en el caso de tener que bombear las aguas a tratar hasta la zona de alimentación al RAFA, dada la escasa potencia que se requiere.

En lo referente a los posibles impactos visuales, al construirse los RAFA principalmente enterrados, para evitar los bombeos de alimentación, estos impactos se minimizan.

Las Lagunas Facultativas, bien dimensionadas, construidas y operadas, ejercen impactos ambientales positivos, posibilitando la creación de hábitats adecuados para la vida de determinadas especies animales, especialmente avícolas.

En el caso de deficiencias constructivas se pueden dar filtraciones, que pueden llegar a contaminar a las aguas subterráneas.

Influencia de las características del terreno

Si bien las necesidades de superficie para la construcción de los RAFA son muy reducidas en comparación con las de las tecnologías extensivas, el hecho de complementarse el tratamiento con Lagunas Facultativas eleva estas necesidades, situándolas en un punto intermedio entre las de las tecnologías intensivas y las de las extensivas.

La selección del tipo de terreno, para la construcción de esta línea de tratamiento, juega un papel relevante para poder prescindir de los bombeos de alimentación al RAFA, mediante el enterramiento del mismo. Primándose, por tanto, los terrenos llanos, fáciles de excavar y con un nivel freático bajo.

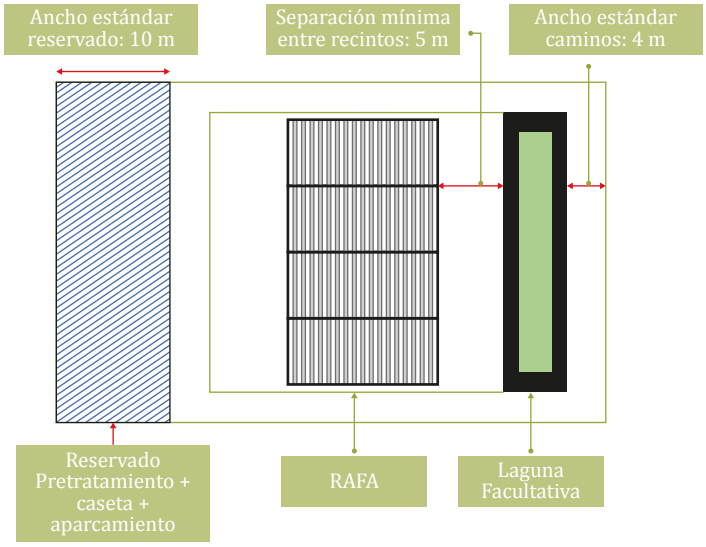
Estimación de la superficie necesaria

De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Pretratamiento: por debajo de los 20.000 habitantes el desbaste es de limpieza manual y consta de dos rejas de desbaste de 3 y de 1 cm de paso respectivamente, dispuestas en serie, a las que sigue un desarenador estático. Por encima de esta población se implanta un pretratamiento mecanizado, que consta de: un desbaste dispuesto en doble canal, con rejas mecanizadas en uno de ellos de 3 y 0,6 cm, dispuestas en serie, y con una reja de limpieza manual en el canal de by-pass, de 3 cm de paso y con un desarenador-desengrasador, con extracción mecanizada de las arenas.

- En todos los casos, y por flexibilidad, se opera con dos líneas de tratamiento de RAFA en paralelo.
- En todos los casos de dispone una única Laguna Facultativa tras los RAFA.
- Para el dimensionamiento de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente se han empleado TRH a caudal medio de 10 horas en los Valles y de 7 horas en los Llanos.
- Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente se disponen enterrados en el suelo y presentan una altura útil de 4 m.
- Como tratamiento de pulimento se dispone una Laguna Facultativa, que se dimensiona siguiendo las directrices recogidas en el apartado 7.3.5 y asumiendo un rendimiento de eliminación de DBO_5 en el RAFA del 75%.
- No se tienen en cuenta la superficie necesaria para el tratamiento de lodos en exceso, ni para la desinfección, que se establecen en los Capítulos 11 y 9 de la presente guía, respectivamente.
- La disposición de los diferentes elementos del proceso depurador sigue la configuración siguiente:

7.23. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para la línea de tratamiento, para las zonas ecológicas de los Valles y los Llanos y para los diferentes tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos, se han estimado los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (m^2/hab), capacidad de tratamiento (m^2/m^3/d) y carga tratada (m^2/kg DBO_5/d). Estas estimaciones se muestran en las gráficas siguientes:

Figura 7.24. Requisitos de superficie por habitante servido.

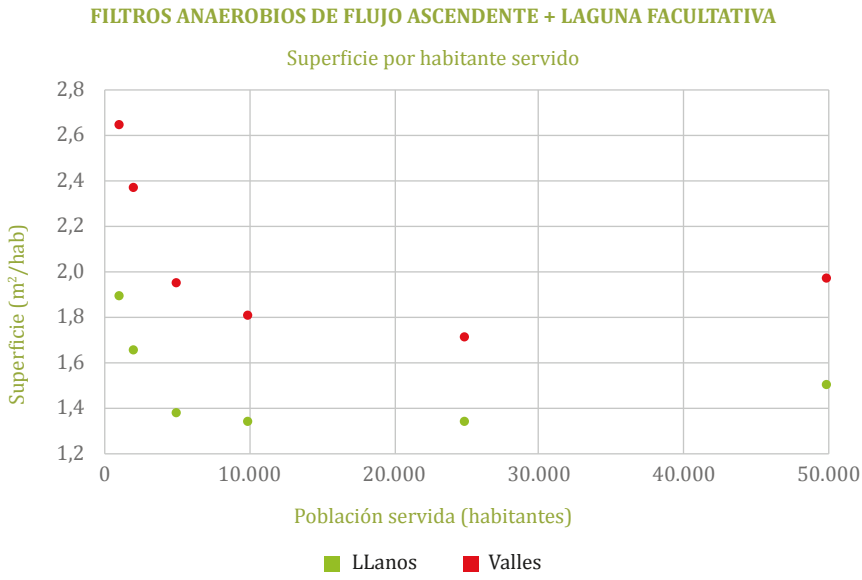


Figura 7.25. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

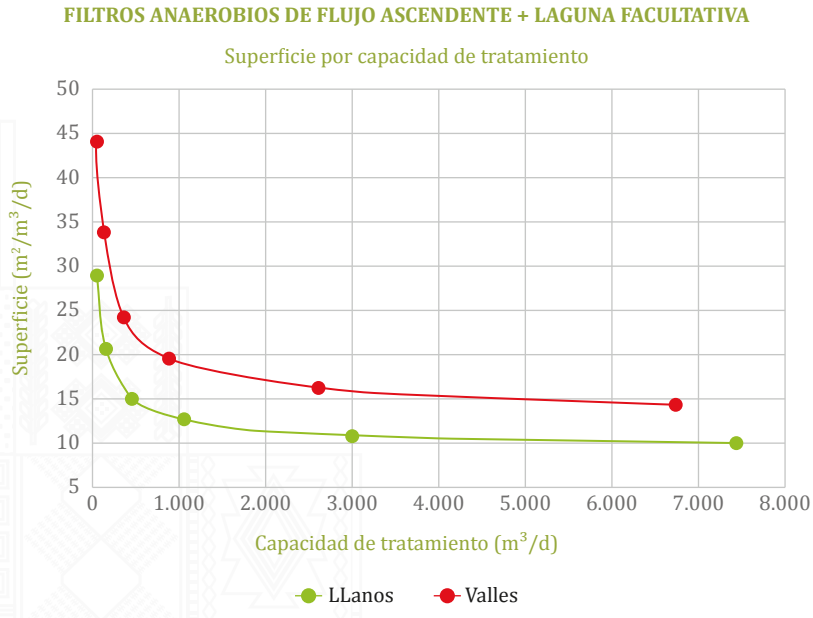
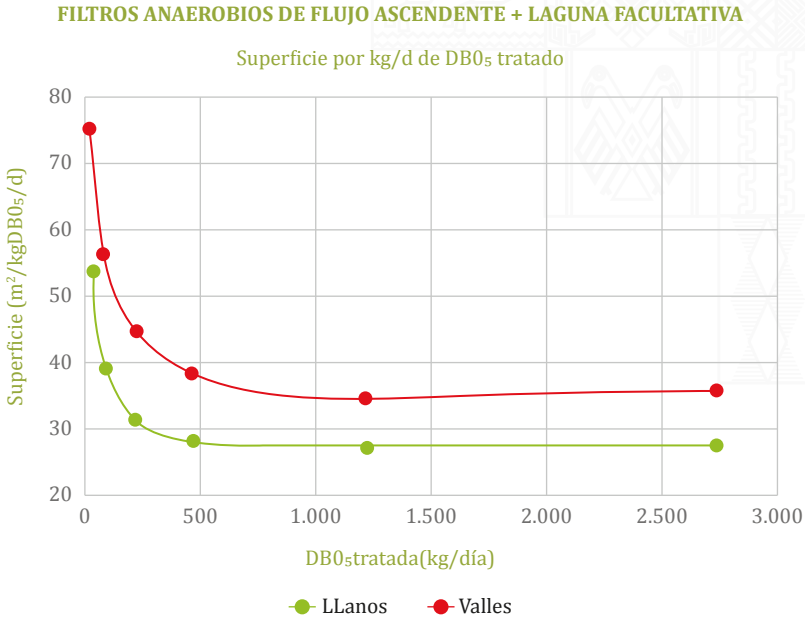


Figura 7.26. Requisitos de superficie por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



Se observa que, en general, los requisitos de superficie por habitante servido siguen la tendencia clásica, consecuencia de la economía de escala, que conlleva a que los requisitos de superficie decaigan con el tamaño de la población tratada. El repunte de estos requisitos por habitante servido, cuando la población se eleva a los 50.000 habitantes, tiene su explicación en el hecho de que para este tamaño de población se incrementan notablemente los aportes de agua residual por habitante servido.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida y para una mejor comprensión de la Figura 7.24 se han desglosado en la Tabla 7.15 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan las superficies de los RAFA y de la Laguna Facultativa, en las dos zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados.

Tabla 7.15. Porcentajes de superficie ocupada por los RAFA y la Laguna Facultativa, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por los RAFA y la Laguna Facultativa					
Valles	0,3/29,2	0,3/36,7	0,5/44,6	0,5/50,0	0,7/55,9	0,7/59,7
Llanos	0,3/24,4	0,4/31,6	0,5/40,3	0,6/46,8	0,7/54,2	0,7/58,4

Se observa que el porcentaje de superficie ocupado por las Lagunas Facultativas supera en unas 80-115 veces la superficie ocupada por los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente.

Estimación de los costos de construcción de la línea de tratamiento

A partir de los dimensionamiento básicos realizados y conforme a las bases de partida especificadas en el apartado 5.5.2.2, se han confeccionado las gráficas siguientes, que representan, para las zonas ecológicas de los Valles y los Llanos y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (Bs/hab), capacidad de tratamiento (Bs/m^3/d) y carga tratada (Bs/kg DBO_5/d).

Figura 7.27. Costos de construcción por habitante servido.

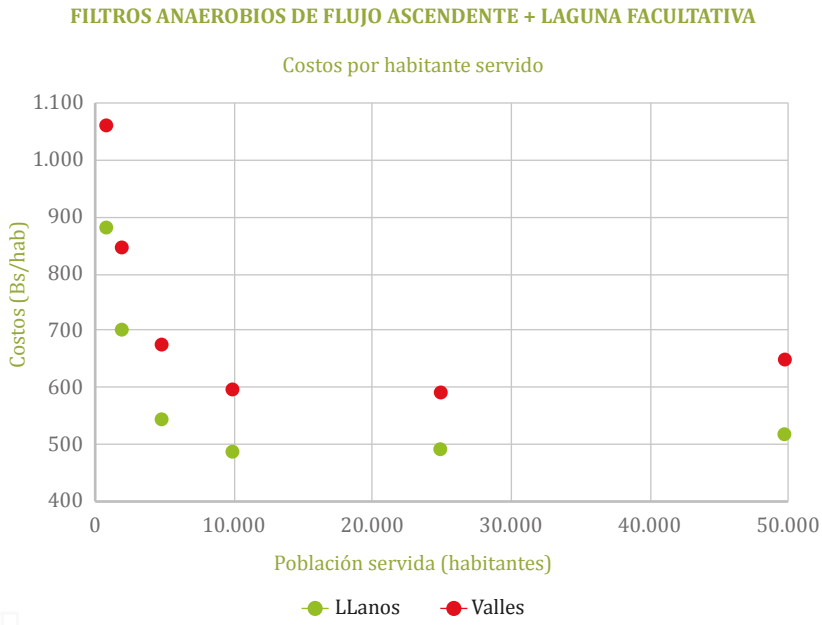


Figura 7.28. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

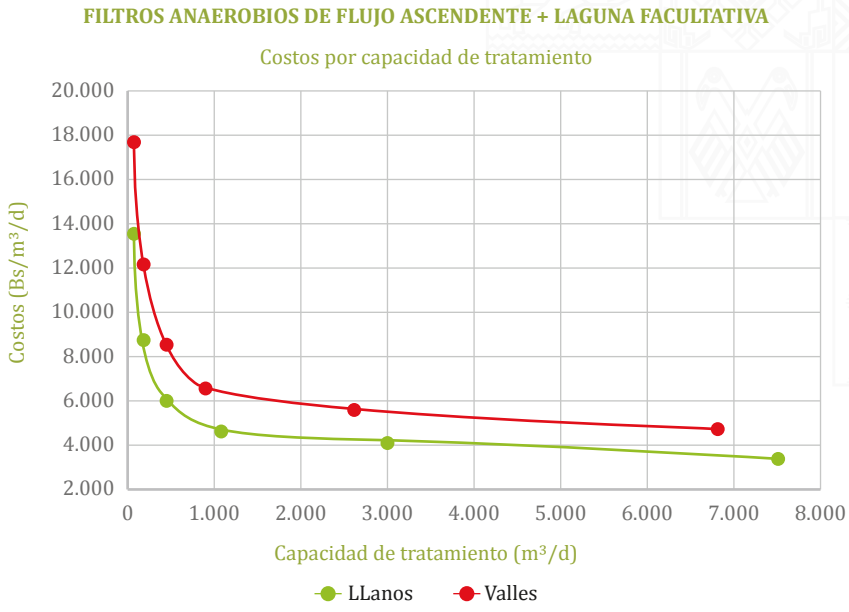
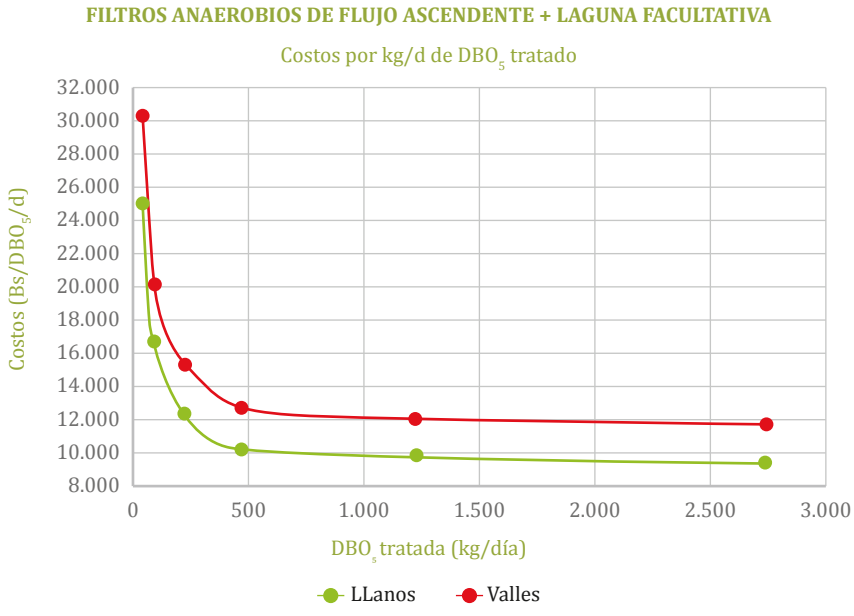


Figura 7.29. Costos de construcción por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



En este caso se observa un repunte de los costos por habitante servido a partir de los 25.000 habitantes, que se justifica por el hecho de que a partir de los 20.000 habitantes se recurre a implantar desbastes de limpieza mecanizada. El motivo del incremento de los costos (por habitante servido) para los 50.000 habitantes ya se justificado con anterioridad.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de construcción por habitante servido.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.27, se han desglosado en la Tabla 7.16 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, RAFA, Laguna Facultativa, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.16. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles						
Pretratamiento	8	5	3	2	8	5
RAFA	39	41	43	45	44	46
Laguna Facultativa	11	15	18	22	23	26
Caseta de servicios	4	3	3	2	1	1
Caminos perimetrales	9	6	6	3	2	1
Cerramiento	10	9	6	5	3	2
Llanos						
Pretratamiento	9	6	3	2	10	6
RAFA	37	43	45	47	44	46
Laguna Facultativa	7	11	14	18	21	24
Caseta de servicios	4	3	3	2	1	1
Caminos perimetrales	11	7	7	4	2	2
Cerramiento	10	9	7	5	3	2

Se observa que:

- Se produce un incremento de los porcentajes de costos del pretratamiento a partir de los 25.000 habitantes, que viene motivado por el empleo de equipos de limpieza mecanizada por encima de los 20.000 habitantes.
- Los mayores porcentajes de costos, con diferencia, se corresponden con los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA).

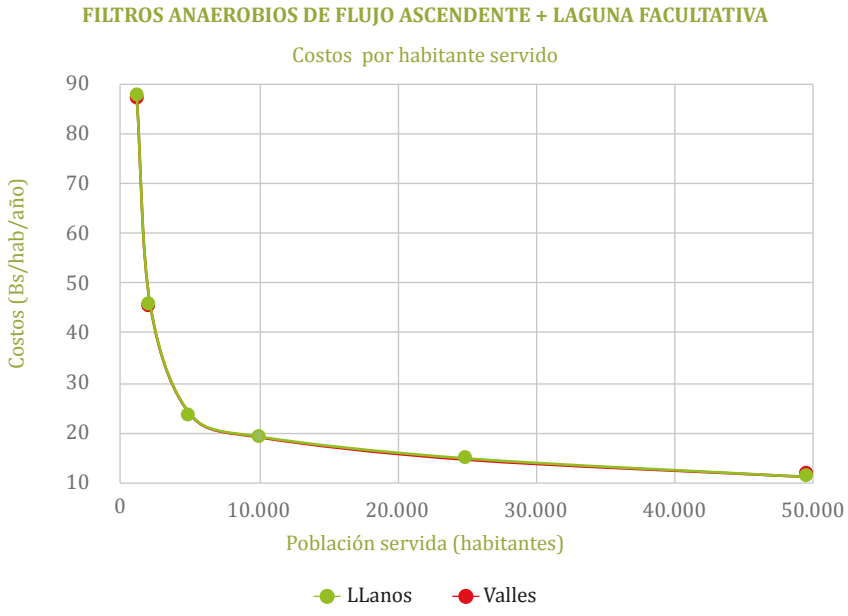
- A partir de los 1.000 habitantes en los Valles y de los 2.000 habitantes en los Llanos, las Lagunas Facultativas suponen el segundo porcentaje más alto de los costos de construcción de la línea de tratamiento.

- Los porcentajes de costos de construcción correspondientes a la caseta de servicio, los caminos perimetrales y el cerramiento, decrecen conforme se incrementa la población servida.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento, y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3, se han confeccionado las siguientes curvas que representan, para las zonas ecológicas de los Valles y Llanos y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año).

Figura 7.30. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido



Se observa una gran coincidencia de los costos de operación y mantenimiento para las zonas ecológicas de los Valles y Llanos, superponiéndose las curvas de los costos estimados.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por habitante servido.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.30, se han desglosado en la Tabla 7.17 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento. En esta tabla, dado que se ha supuesto que los RAFA se disponen enterrados, los costos de energía se corresponden tan sólo con los consumos energéticos de los pretratamientos de limpieza mecanizada, que se implantan para poblaciones servidas por encima de los 20.000 habitantes.

Tabla 7.17. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles						
Personal (%)	81,4	78,4	67,3	72,3	49,7	35,4
Energía (%)	-	-	-	-	3,1	2,7
Mantenimiento y operación (%)	4,5	7,1	11,1	12,0	33,5	42,9
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,8	1,8	3,6	4,8	8,0	11,9
Control analítico (%)	13,3	12,8	18,0	11,0	5,7	7,1
Llanos						
Personal (%)	81,5	78,4	67,3	72,9	49,7	35,4
Energía (%)	-	-	-	-	3,1	2,7
Mantenimiento y operación (%)	4,5	7,1	11,1	12,0	33,5	42,9
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,8	1,8	3,6	4,8	8,0	12,2
Control analítico (%)	13,3	12,8	18,0	11,0	5,7	7,2

Se comprueba, que a medida que crece la población servida disminuyen los porcentajes de costos correspondientes al personal y el control analítico, mientras que por el contrario, se incrementan en general, los costos relacionados con el mantenimiento y operación y con el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

7.2.8 Características constructivas

Al igual que en la etapa de dimensionamiento de este tipo de reactores se debe ser muy riguroso, a la hora de abordar su construcción esta recomendación es igualmente válida, para poder llegar a obtener los rendimientos de depuración previstos.

Se muestran a continuación las principales características constructivas de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente. Las características de las Lagunas Facultativas se pueden ver en el apartado 7.3.7.

El confinamiento

- Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente suelen presentar plantas tanto circulares como rectangulares, permaneciendo su sección transversal uniforme a lo largo de toda la altura del reactor, o incrementándose con la altura.

- Los reactores que sirven a poblaciones grandes suelen presentar formas rectangulares.

- En los reactores rectangulares es habitual una relación largo/ancho de 2, si bien no existen limitaciones a este respecto.

- Se suele operar con al menos dos RAFA dispuestos en paralelo. Esta modulación:

  - Permite detener uno de los reactores para su mantenimiento, sin necesidad de parar toda la línea de tratamiento.

  - Facilita la puesta en marcha la línea de tratamiento en etapas sucesivas, cuando el caudal de las aguas afluentes se incrementa notablemente, o cuando no hay suficiente inóculo (lodos) para poner en marcha a todos los reactores de la línea a la vez.

  - Permite facilitar la operación de los reactores al optimizar la velocidad ascensional con la que trabajan, en el caso de que las aguas residuales a tratar presenten fuertes oscilaciones de caudal.

  - Facilita la construcción de los reactores al reducirse el tamaño de sus componentes internos, especialmente de los separadores trifásicos, que son más fáciles de construir y de instalar.

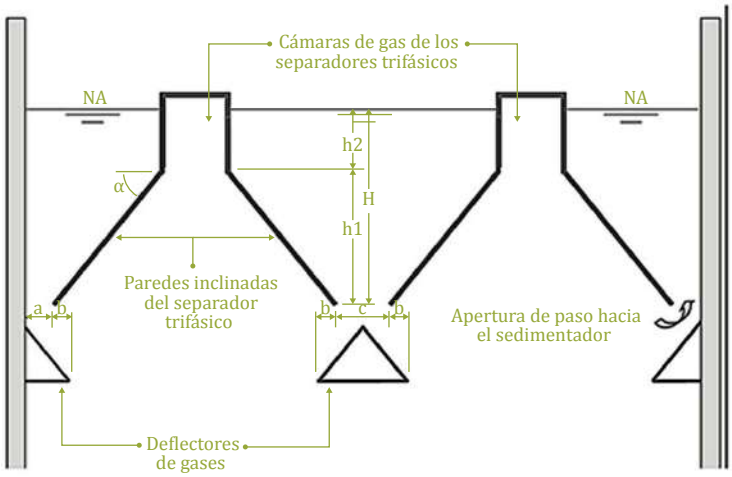
- En lo referente a los materiales a utilizar, lo habitual es recurrir al empleo de hormigón armado, con un revestimiento anticorrosivo para protegerlo del agresivo ambiente que se genera en los procesos anaerobios.

- La altura total útil de los reactores es de 4,0-5,5 m, de los cuales 2,5-3,5 m se corresponden con la zona de digestión y 1,5-2,0 m con la zona de sedimentación.

El separador trifásico

- Como se comentó con anterioridad, este separador constituye un elemento fundamental para el correcto funcionamiento de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente. En la Figura 7.31 se representa la configuración geométrica y las dimensiones habituales de este elemento *(Chernicharo, 2017b)*.

Figura 7.31. Configuración geométrica y dimensiones del separador trifásico.



NA: nivel del agua

a: ancho de la apertura de paso a la zona de sedimentación

b: solape del deflector de gases en relación con la apertura de paso a la zona de sedimentación (mínimo 0,10 m)

c: longitud de la apertura doble de paso a la zona de sedimentación (c= 2a)

α: ángulo de inclinación de la pared de la zona de sedimentación en relación con la horizontal (mínimo 50º)

h1: altura de la pared inclinada de la zona de sedimentación

h2: altura de la pared vertical de la zona de sedimentación (mínimo 0,30 m)

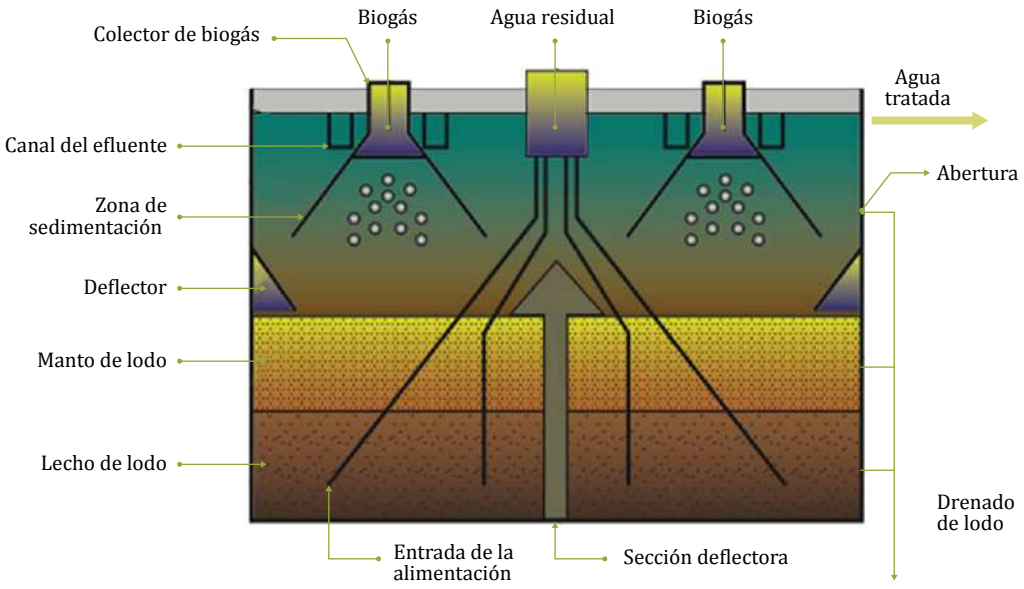
H: altura total de la zona de sedimentación ($H = h_1 + h_2$)

Los elementos de entrada

- Es muy recomendable instalar medidores de caudal (dotados de totalizador) en las tuberías de impulsión para monitorizar el caudal de alimentación a la PTAR y, sólo en el caso de que no sea posible contar con medidores de caudal, instalar un contador de horas de funcionamiento en las bombas.

- Los sistemas de alimentación al reactor se componen, en general, de una serie de tubos que parten de unas cajas de distribución y bajan hasta el fondo del reactor (Figura 7.32).

Figura 7.32. Sistema de alimentación a un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente *(CONAGUA).*



- Estos tubos de alimentación deben cumplir las recomendaciones siguientes:

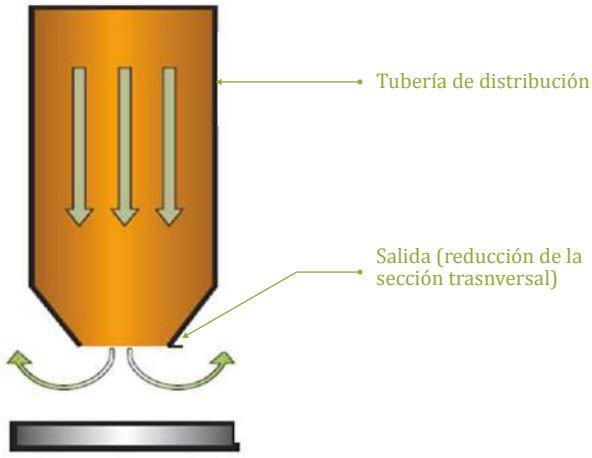
  - Su forma debe permitir su limpieza, haciendo uso de agua a presión o de dispositivos mecánicos de desobstrucción.

  - Su diámetro será de 75-100 mm, para evitar obstrucciones.

  - La velocidad del líquido en el interior de los tubos será <0,2 m/s, para evitar la entrada de burbujas de aire al reactor.

  - En la zona inferior de los tubos esta velocidad es muy conveniente que sea mayor, para favorecer la mezcla. Para ello, el diámetro de los tubos se puede reducir a 40-50 mm (Figura 7.33).

Figura 7.33. Detalle de la zona inferior de un tubo de alimentación *(CONAGUA).*

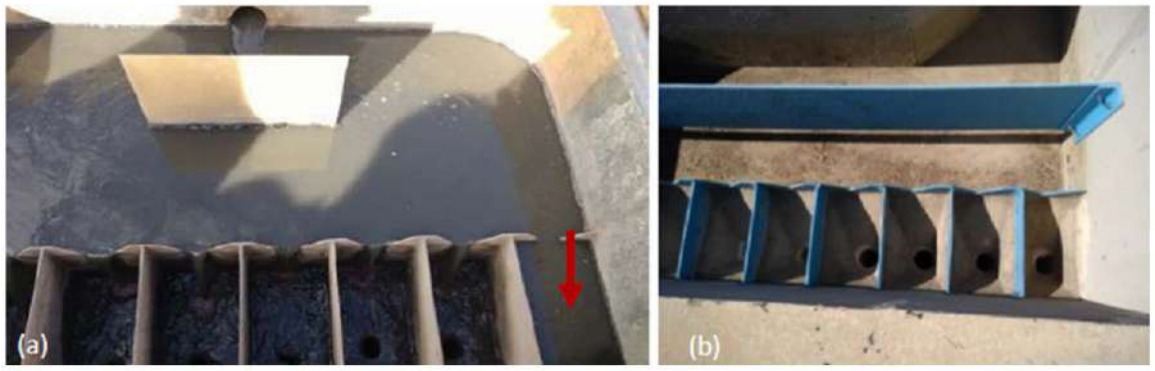


- Desde el final de los tubos, hasta el fondo del reactor, se dejará una distancia de al menos 15 cm, para evitar interferencias con el lodo acumulado.

- El número de tubos se determina tal como se especificó en el apartado 7.2.6.3.

- Para el reparto homogéneo de las aguas a tratar hacia los tubos de alimentación al RAFA, se suelen emplear cajas de distribución (Figuras 7.34 a y b, *Chernicharo et al., 2018a*), con el fondo plano o con escasa inclinación. Al objeto de evitar la acumulación de arenas y de otros sólidos, especialmente cuando se produce un mal funcionamiento de la etapa de pretratamiento, se recomienda el empleo de entradas a los tubos de alimentación con fondo inclinado. Igualmente, es importante garantizar la correcta fijación de los tubos de alimentación a las cajas de distribución, para evitar que estos puedan soltarse sin que los operadores lo perciban, lo que provocaría que las aguas residuales a tratar entrasen en la zona de sedimentación (empeorando la calidad de los efluentes tratados), en lugar de ser distribuidas por el fondo del reactor.

Figura 7.34. Cajas de distribución: (a) caja con fondo plano en la que se aprecia la colmatación del canal de la derecha, (b) caja con el fondo inclinado.



Los elementos de salida

- La evacuación de los efluentes tratados se realiza por la parte superior de los RAFA, desde las zonas destinadas a la sedimentación.

- Para la recogida de los efluentes tratados se procede al empleo de vertederos tipo Thompson, o de tubos perforados sumergidos en el líquido.

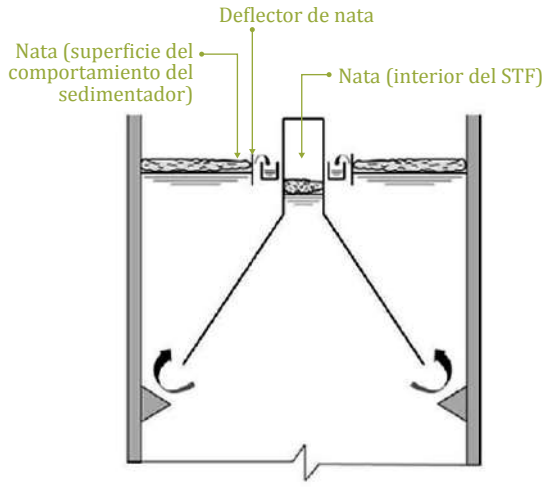
- Si se emplean vertederos Thompson se debe controlar rigurosamente su nivelación, para conseguir un vertido uniforme a lo largo de todo el vertedero. Igualmente, por delante del vertedero se dispondrá un bafle, que se sumergirá en el líquido unos 20 cm, para evitar el escape de flotantes.

- El empleo como elementos de salida del RAFA de tubos sumergidos perforados presenta con relación a los vertederos las ventajas siguientes: i) al operar sumergidos se favorece el reparto uniforme de los efluentes en los orificios de los tubos, no siendo tan importante la nivelación de estos tubos como sí lo es en el caso de los vertederos, ii) se disminuye el riesgo de la liberación de gases y de malos olores y iii) no se precisa la implantación de bafles, al operar las tuberías de recogida por debajo de la capa de flotantes. Como principal desventaja del empleo de tubos perforados sumergidos cabe destacar la obstrucción de los orificios y la acumulación de sólidos en el interior de los tubos. Para minimizar estos inconvenientes se aconsejan que los tubos recolectores se dispongan con una pendiente mínima del 1%, para facilitar su autolimpieza.

Los sistemas de remoción de natas

- Las natas que se van formando en los separadores trifásicos (Figura 7.35) *(Chernicharo, 2007)*, pueden llegar a impedir el escape del biogás generado, lo que pueden llegar a originar graves problemas en la operación de los RAFA, implicando, en condiciones extremas, la deformación de estos separadores y pudiendo también causar daños estructurales en los propios reactores. Además, estas natas pueden entrar en los compartimentos de sedimentación, causando el deterioro de los efluentes del proceso de tratamiento *(Lettinga y Hulshoff, 1991)*.

Figura 7.35. Zonas de acumulación de natas en los RAFA.



Para evitar esta acumulación progresiva de natas, una opción pasa por la incorporación de canaletas para la recogida de estas natas en el interior del separador trifásico, para permitir su eliminación vía hidrostática.

La eliminación hidrostática se basa en la modificación del nivel de agua en el interior del separador trifásico, lo que posibilita el vertido de las natas hacia una canaleta de recogida, dispuesta en el interior de separador, como paso previo a su envío fuera del reactor. Esta modificación del nivel de agua se consigue gracias al incremento, o la reducción, de la presión en la línea de gas comprendida entre el separador trifásico y el cierre (sello) hidráulico localizado en la parte superior de los RAFA.

En la Figura 7.36 *(Chernicharo et al., 2018b)*, se muestra un sistema para la eliminación hidrostática de natas, que opera de acuerdo a la siguiente secuencia:

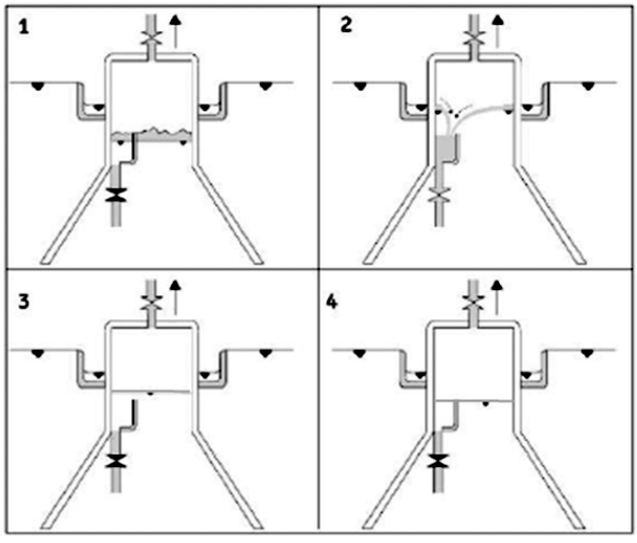
1. Niveles de la nata durante la operación normal del RAFA (línea de gas presurizada, de modo que se mantenga el nivel de natas 2-3 cm por debajo del borde superior de la canaleta interna de recogida).

2. Elevación del nivel de las natas gracias al alivio de la presión en la línea de gas, lo que permite la entrada de las natas a la canaleta interna de recogida.

3. Cierre de la válvula de vaciado de la canaleta interna.

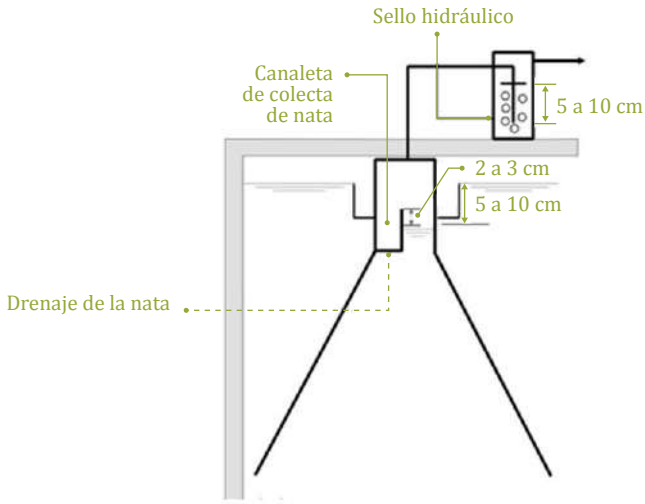
4. Aumento de la presión en la línea de gas, retornando a la condición operativa de la etapa 1.

Figura 7.36. Etapas de operación de un sistema de remoción hidrostática de natas.



El separador trifásico debe integrarse con el sello hidráulico para permitir el control de las presiones internas y, consecuentemente, el ajuste de los niveles del agua en relación con la canaleta interna de recogida de natas (Figura 7.37, *Chernicharo et al., 2018b)*.

Figura 7.37. Integración del separador trifásico y del sello hidráulico.



Los sistemas de remoción de los lodos

- Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente deben contar con un sistema que permita el muestreo de los lodos contenidos y la extracción periódica de los lodos en exceso.

- El sistema de muestreo de lodos consiste, generalmente, en una serie de válvulas dispuestas a lo largo de la altura del compartimento de digestión, que reúnen las características siguientes:

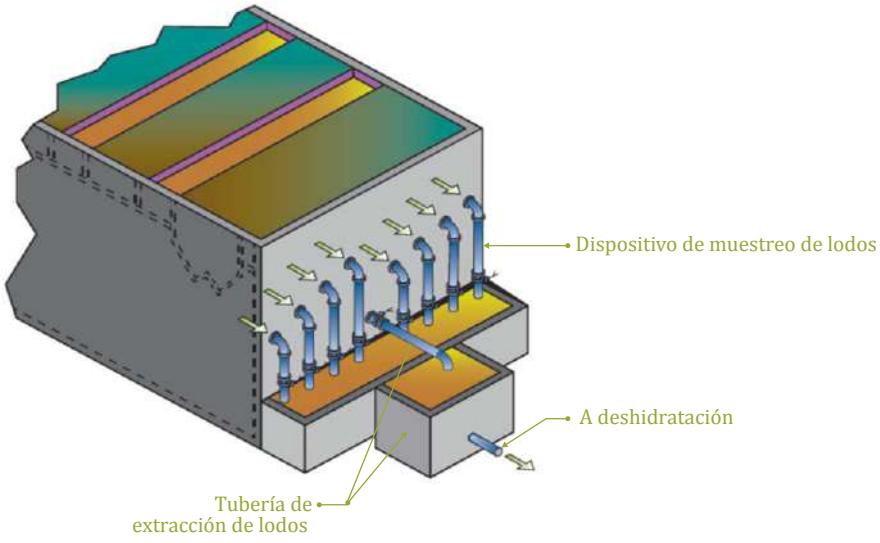
  - Separación entre válvulas: 0,50 m

  - Diámetro: 1 ½ - 2 pulgadas

  - Tipo de válvulas: de bola

- El sistema para la purga periódica de los lodos en exceso debe contar con al menos dos puntos de extracción, situados en la parte baja del reactor y a 1,0-1,5 m por encima de esta zona. El diámetro de las tuberías para la descarga de los lodos en exceso deberá ser al menos de 100 mm, (Figura 7.38).

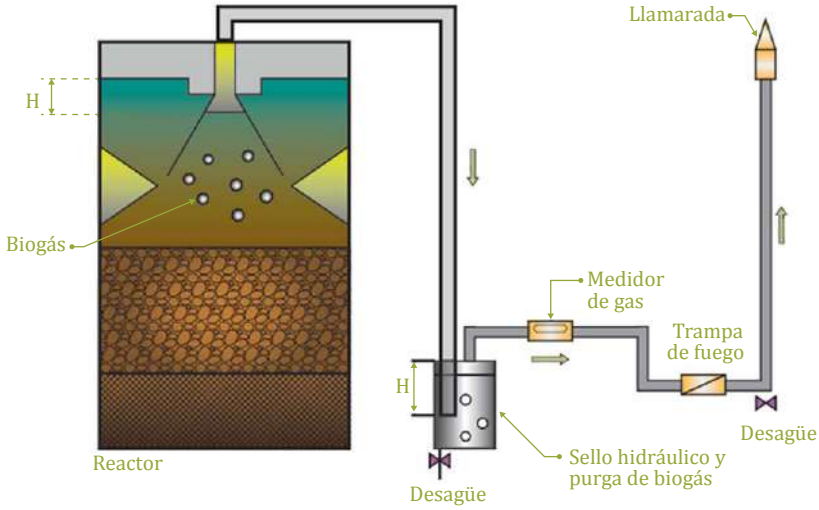
Figura 7.38. Sistema para el muestreo de lodos y para la descarga de los lodos en exceso *(CONAGUA).*



Los sistemas de recogida de gases

- Para evitar la liberación incontrolada a la atmósfera del biogás que se genera en el RAFA, lo que aparte de generar malos olores, corrosión y daños medioambientales, entraña riesgos por el carácter explosivo de las mezclas metano/aire, este biogás debe recolectarse, bien para su uso posterior, o bien para su quema en una antorcha dispuesta en las inmediaciones del reactor. El sistema de recogida del biogás producido consta de los elementos siguientes (Figura 7.39):
  - Tubería recolectora
  - Sello hidráulico
  - Medidor del volumen producido de biogás
  - Trampa antirretorno de llama
  - Depósito para el almacenamiento del biogás (cuando se utilice el biogás producido)

Figura 7.39. Sistema para la recogida del biogás y quemado en antorcha *(CONAGUA).*



- Cuando no se use el biogás producido, el depósito de almacenamiento se sustituye por una válvula de seguridad, que se implanta antes de la antorcha, que debe disponerse a una distancia segura del reactor.

- Para evitar daños en los medidores de biogás, como consecuencia de la presencia de condensados en la tubería de recogía, se recomienda que la velocidad media del flujo de gas no sobrepase los 3,5 m/s (Cassini et al, 2003).

El control de la corrosión

El ácido sulfhídrico (H_2S) que se genera en los procesos anaerobios, por la reducción de los compuestos de azufre presentes en las aguas residuales, en presencia de humedad y de pequeñas cantidades de oxígeno puede oxidarse a ácido sulfúrico, que presenta un fuerte carácter corrosivo, por lo que causa daños en las estructuras metálicas (acero al carbono, hierro fundido) y en el propio hormigón.

Entre los materiales y estructuras susceptibles a sufrir severos problemas de corrosión por el H_2S se encuentran: cajas de registro, paredes, tapas y losas de inspección localizadas en la parte superior de los reactores, escaleras, pasarelas, barandas, barreras metálicas y tuberías en general, y materiales y equipos empleados en la línea de recogida y transporte de biogás. Por ello, es necesario

el empleo de materiales resistentes a la corrosión, o de revestimientos anticorrosivos, en todos los materiales y estructuras que lo requieran.

Figura 7.40. Aspecto de un RAFA a los siete años de operación por una mala selección de la calidad de los materiales constructivos *(Wagner, 2018).*

El control de olores

En el control de olores deben primar las medidas preventivas orientadas a reducir las emisiones gaseosas furtivas (gases liberados a la atmósfera de forma difusa y sin ninguna medida de control), pero también se hace necesaria la aplicación de medidas correctivas, que impliquen la contención y extracción de los gases residuales para su posterior tratamiento.

Las medidas preventivas para hacer frente a los olores deben considerarse ya en la etapa de diseño de los RAFA y entre ellas se encuentran *(Chernicharo et al., 2018c)*:

- La implantación de dispositivos que permitan la remoción de los sedimentos que se van acumulando en los canales desbaste y en los desarenadores.

- En los casos en los que el pretratamiento no esté confinado, priorizar el régimen hidráulico laminar, al objeto de mantener los gases disueltos en la fase líquida, minimizando su liberación a la atmósfera.

- Cuando el pretratamiento se encuentra confinado, evaluar la posibilidad de trabajar en régimen turbulento (por ejemplo, colocando las tuberías de llegada de las aguas residuales por encima del nivel máximo del agua en los canales de desbaste y desarenado), para facilitar la liberación de los gases, para su posterior extracción y tratamiento.

- En el caso de los reactores, la contención de los gases se puede llevar a cabo cubriendo y ventilando tanto los dispositivos de distribución de caudal que alimentan al reactor, como los compartimentos de sedimentación y las canaletas de recogida de los efluentes tratados. Estas coberturas deben permitir el acceso de los operadores para la realización de las pertinentes labores de mantenimiento. Para la construcción de los cerramientos y del sistema de extracción de estos gases se recomienda el empleo de hormigón, aluminio, acero inoxidable AISI 316 y materiales plásticos (PRFV, PVC, PEAD, PP, PPR o caucho).

Las acciones preventivas para le reducción de las emisiones furtivas relacionadas con la operación de los RAFA, se analizan en el siguiente apartado.

7.2.9 Operación y mantenimiento

Las labores de operación y mantenimiento de la etapa de pretratamiento ya se han detallado en el apartado 6.3.5 y las de las Lagunas Facultativas se recogen en el apartado 7.3.8.

Se indican a continuación las principales labores de operación y mantenimiento de los RAFA, comenzando con unas recomendaciones sobre su puesta en marcha.

- La puesta en marcha de este tipo de reactores constituye una etapa crucial, en la que debe alimentarse al RAFA con un caudal controlado de aguas residuales inferior al de diseño, con un control estricto del pH, del contenido de ácidos grasos volátiles, del crecimiento de la biomasa (medido en términos de sólidos en suspensión volátiles), de las características de la sedimentabilidad del manto de lodos medida (a través del Índice Volumétrico de Lodos (IVL)), de la Actividad Metanogénica Específica (AME), de la producción de biogás, etc.

- Durante la fase de puesta en marcha también debe controlarse la carga orgánica por unidad de biomasa en el reactor. Esta carga viene dada por la expresión:

$$C_o = \frac{Q \cdot C_a}{M}$$

Donde:

C_o: carga orgánica por unidad de biomasa (kg DQO/kg SSV/d)
Q: caudal de aguas a tratar (m^3/d)
C_a: concentración de DQO (mg/L) de las aguas residuales afluentes
M: cantidad de biomasa en el reactor (kg SSV/m^3)

Se recomienda que durante la fase de arranque de los RAFA se opere con valores de 0,05-0,15 kg DQO/kg SSV/d. Esta carga se irá aumentando progresivamente hasta alcanzar los 0,4 kg DQO/kg SSV/d *(Wagner, 2018)*.

- El tiempo de puesta en marcha de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente oscila entre 3 y 6 meses. La inoculación del reactor con lodos maduros procedente de otro reactor anaerobio permite acortar la duración del período de puesta en marcha.

En lo referente a las labores de operación y mantenimiento de los propios Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente:

- Diariamente se procederá a la medición de los caudales de alimentación al reactor y de la cantidad producida de biogás. En el caso de que las aguas a tratar lleguen por bombeo, será necesario monitorizar las horas de funcionamiento de la/s bomba/s de impulsión o, en el caso de que cuenten con variador de frecuencia, el caudal totalizado diario. El caudal de alimentación al RAFA permite determinar si este opera bajo las condiciones seleccionadas en su dimensionamiento (TRH, velocidad ascensional), mientras que el caudal de biogás generado diariamente permite comprobar el buen desarrollo de los procesos anaerobios que tienen lugar en su interior.

- Semanalmente se procederá a la medición de los sólidos totales presentes en los lodos muestreados en el punto más alto del compartimento de digestión, que deberán estar por debajo del 0,5% (5 g/L) *(Chernicharo et al., 2018b)*. En caso contrario se procederá a la extracción de los lodos en exceso, teniendo en cuenta que nunca se extraerá más del 25% de la masa de sólidos volátiles del reactor.

- Semanalmente se procederá a la comprobación del correcto funcionamiento de los tubos de alimentación, procediendo a su desobstrucción en caso necesario.

- Semanalmente se procederá a la limpieza de las estructuras de ingreso al reactor de las aguas a tratar (cajas de distribución y vertederos).

- Semanalmente se procederá a la eliminación de natas en el interior del separador trifásico, haciendo uso del dispositivo descrito en el apartado de características constructivas.

- Semanalmente se controlará el correcto funcionamiento del sistema de recogida de efluentes tratados (vertederos, tubos perforados sumergidos).

- Semanalmente se procederá a eliminar la capa de materias flotantes de la superficie de la zona de sedimentación. En ocasiones, las características constructivas de los RAFA hace que esta extracción sea dificultosa.

- Semanalmente se procederá a la limpieza de las canaletas de recolección de las aguas tratadas.

- En lo referente a las labores de operación y mantenimiento enfocadas a la prevención de la emisión de olores gases, estas incluyen:

  - En la etapa de pretratamiento: la eliminación y disposición final adecuada y frecuente de los residuos generados.

  - En los propios RAFA: la eliminación frecuente de las natas acumuladas, la realización de pruebas de estanqueidad en las cámaras de biogás y en los sedimentadores y el manejo adecuado de las tapas de inspección en las cámaras de biogás y en los sedimentadores.

- En todas las operaciones de operación y mantenimiento se respetarán escrupulosamente las medidas de seguridad e higiene establecidas.

7.2.10 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, cabe destacar las siguientes:

- Bajos requisitos de superficie para su construcción (sin contar con la superficie de la laguna de afino), al trabajar con mayores cargas orgánicas que los tratamientos aerobios.
- Escasos, o nulos, requisitos de energía para su operación.
- Se generan lodos estabilizados y en mucha menos cantidad que en los tratamientos aerobios.
- Generación de biogás, aprovechable como fuente de energía.
- Carece de dispositivos móviles en su interior, que puedan ser fuente de averías.
- Los lodos se estabilizan y almacenan en el reactor, no siendo necesaria su extracción de forma frecuente.
- Bajos costos de construcción y de operación y mantenimiento.
- Aplicable a pequeñas y grandes poblaciones.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Se precisa un postratamiento de los efluentes tratados en el RAFA para cumplir con los requisitos de vertido.
- Muy baja capacidad de eliminación de nutrientes y de organismos patógenos.
- La etapa de puesta en operación es lenta y complicada.
- No se recomienda su uso con temperaturas medias del agua en el mes más frío menores a 15 ºC.
- En su construcción se precisa del empleo de materiales resistentes a la corrosión, lo que encarece su construcción.
- No es recomendable su construcción para el tratamiento de aguas residuales con alto contenido en sulfatos.

- El proceso es sensible a la presencia de tóxicos en las aguas a tratar, entre ellos los metales pesados.

- Su operación y mantenimiento es más compleja que las de las tecnologías de tratamiento extensivas y que los FAFA (pero menos que las que requieren las tecnologías intensivas), ello hace preciso contar con operadores con una cierta cualificación técnica.

- Posible generación de olores desagradables y emisión de gases de efecto invernadero, si no se opera correctamente.

Referencias bibliográficas

Alem Sobrinho, P. y Jordao, E, (2001). Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios - uma análise crítica. In *Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios,* (C.A.L. Chernicharo coordenador), cap, 9 FINEP/PROSAB, Rio de Janeiro, Brasil.

Cassini, S., Chernicharo, C., Andreoli, C., França, M., Borges, E., y Gonçalves, R. (2003). Hidrólise e atividade anaeróbia em lodos. In Digestão anaeróbia de resíduos sólidos orgánicos e aproveitamento de biogás, (S.T. Cassini coordenador), Cap.2, FINEP/PROSAB, Rio de Janeiro, Brasil.

Chernicharo, C., da Silva. L., de Souza, S., Pegorini, E., (2018a). Contribución para el diseño, la construcción y la operación de reactores UASB aplicados para el tratamiento de aguas residuales urbanas. Parte 2: Tratamiento preliminar, bombeo y distribución de caudal. Revista DAE, núm, 214, vol. 66. Ediçao Especial. Novembro 2018. http://revistadae.com.br/site/artigos/214

Chernicharo, C., da Silva. L., Bresanni, T., Sidnei, B. (2018b). Contribución para el diseño, la construcción y la operación de reactores UASB aplicados para el tratamiento de aguas residuales urbanas. Parte 3: Gestión del lodo y la nata. Revista DAE, núm, 214, vol. 66. Ediçao Especial. Novembro 2018. http://revistadae.com.br/site/artigos/214

Chernicharo, C., Freire, E., Bohrer, J., de Souza, C., Collere, G., Bressani, T., de Carvalho, A. (2018c). Contribución para el diseño, la construcción y la operación de reactores UASB aplicados para el tratamiento de aguas residuales urbanas.

Parte 4: Control de corrosión y emisiones gaseosas. Revista DAE, núm, 214, vol. 66. Ediçao Especial. Novembro 2018. http://revistadae.com.br/site/artigos/214

Chernicharo, C. (2017a). Tema 1: Fundamento de los procesos anaerobios. Módulo 2: Tecnologías Anaerobias. Curso Internacional de Selección de Tecnologías y Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales. La Paz (Bolivia), 2017.

Chernicharo, C. (2017b). Tema 3: Diseño y operación de reactores UASB. Módulo 2: Tecnologías Anaerobias. Curso Internacional de Selección de Tecnologías y Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales. La Paz (Bolivia), 2017.

Chernicharo, C. (2016). Sistemas de tratamiento anaerobio de aguas residuales. Diseño Curso Iberoamericano de Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones Depuradoras, CAF. Madrid, septiembre 2016.

Chernicharo, C. (2007). Reatores anaeróbios. 2ª edición. Belo Horizonte: Departamento de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Universidad Federal de Minas Gerais. (Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, v. 5).

CONAGUA. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente. ISBN: 978-607-8246-99-1.

Lettinga, G, y Hulshoff, L. (1991). UASB – Process design for various types of wasterwaters. Water Science&Technology, v. 24, n 8.

Lettinga, G. (1995). Anaerobic reactor technology: reactor and process design. In International Course on Anaerobic Treatment. Wageningen Agricultural Univesrity/IHE, Delft, Wageningen, 17-28 Jul. 1995.

Malina, J y Pohland, F. (1992). Design of Anaerobic Processes for the Treatment of Industrial and Municipal Wastes, vol. 7, Technomic Publishing, Inc., USA.

MARN. (2016). 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.

Souza, J. y Vieria, S. (1986). Development of technology for the use of UASB reactor in domestic sewage treatment, Water Sci. Technol. 18(12).

von Sperling, M y Chernicharo, C. (2005). Biological Wastewater Treatment in Warm Climates Regions. ISBN: 1 843339 002 7. Published by IWA Publishing. London, UK.

Wagner, W. (2018). Reactores anaeróbicos parea el tratamiento de aguas residuales urbanas. XXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, 19-30 noviembre 2018.

7.3 Lagunas de Estabilización

7.3.1 Fundamentos

El tratamiento de las aguas residuales mediante Lagunas de Estabilización consta de varias balsas dispuestas en serie, en las que su profundidad decae paulatinamente, a la vez que se va incrementando su contenido en oxígeno disuelto.

La progresiva combinación de ambientes con ausencia y presencia de oxígeno disuelto, reproduce los fenómenos de autodepuración, que de forma natural se dan en los cursos de agua.

Figura 7.41. Lagunas de Estabilización (PTAR Oruro, Bolivia).

Básicamente, son tres los tipos de Lagunas de Estabilización existentes *(Romero, 1999)*:

- **Lagunas Anaerobias**: son lagunas profundas (3-5 m) (Figura 7.42), que operan con elevadas cargas orgánicas (>100 g $DBO_5/m^3/d$) *(Mara et al., 1998)* y que persiguen dos objetivos básicos: i) la reducción de la

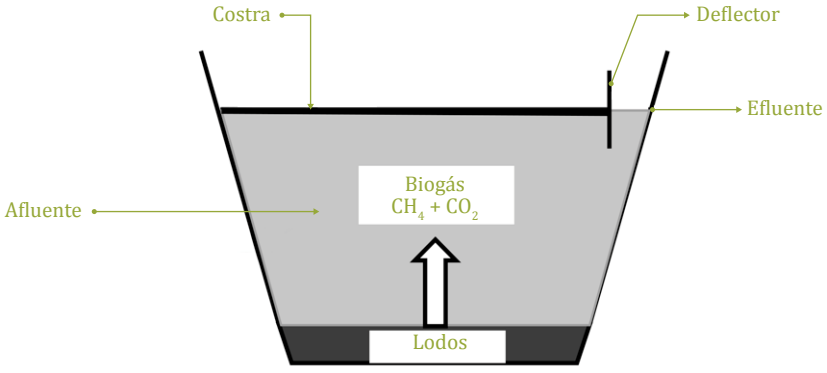
materia en suspensión (sedimentable y flotante) presente en las aguas residuales afluentes y ii) la estabilización, vía anaerobia, de los lodos que se van acumulando en su fondo. De acuerdo con el primero de estos objetivos, puede encuadrarse este tipo de lagunas dentro de los tratamientos primarios, mientras que en consonancia con el segundo objetivo, se englobaría dentro de los tratamientos de decantación-digestión, a semejanza de los Tanques Sépticos y de los Tanques Imhoff.

Las elevadas cargas de DBO_5 por unidad de volumen con las que operan este tipo de lagunas, conllevan a que en ellas imperen condiciones de ausencia de oxígeno (anaerobiosis), salvo en una fina capa de agua superficial, por lo que los microorganismos que proliferan en las mismas son, casi exclusivamente, bacterias anaerobias *(Rojo, 1988; Romero 1999).*

Como resultado de las reacciones anaerobias se genera biogás, mezcla de metano y dióxido de carbono, principalmente, y en mucha menor cuantía, de compuestos del azufre (sulfuro de hidrógeno, mercaptanos, etc.), principales responsables de los olores desagradables que se desprenden.

Las reacciones que tienen lugar en estas lagunas, bajo condiciones de anaerobiosis, se analizaron en detalle en el apartado 3.3.1 de la presente guía.

Figura 7.42. Esquema de una Laguna Anaerobia.



Los lodos permanecen en las Lagunas Anaerobias un largo periodo de tiempo (≤7 años) *(von Sperling y Chernicharo 2005)*, mineralizándose y disminuyendo su volumen, tras el que se procede a su extracción.

Dado el elevado grado de mineralización alcanzado, los lodos tan sólo precisan ser deshidratados antes de su adecuada disposición final.

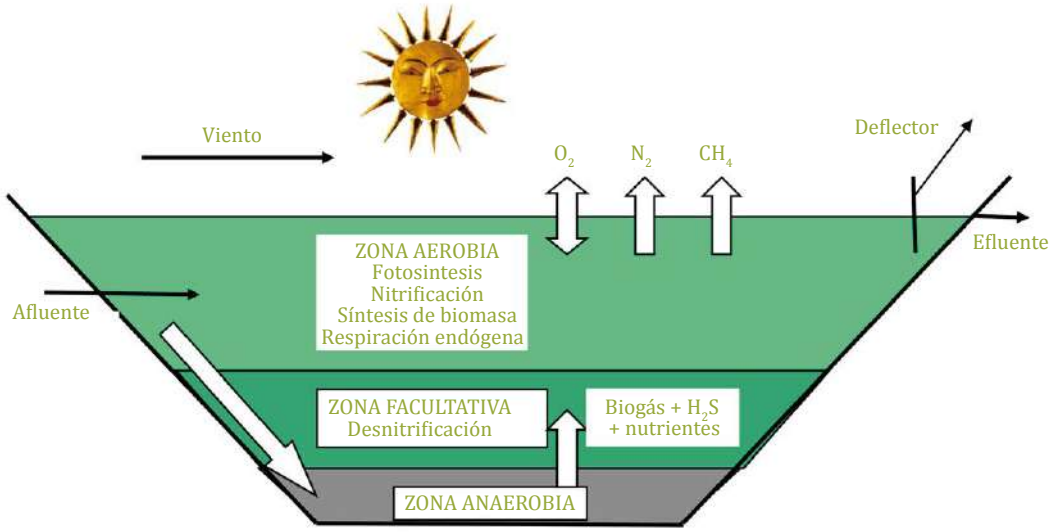
- **Lagunas Facultativas:** presentan una menor profundidad (1,5-2,0 m) y ocupan mucha más superficie que las Lagunas Anaerobias.

  El principal objetivo que se persigue en este tipo de lagunas es la biodegradación, fundamentalmente vía aerobia, de la materia orgánica presente en las aguas residuales a tratar, gracias al oxígeno aportado por la actividad fotosintética de las microalgas que en ellas se desarrollan y, en menor medida, por fenómenos de reaireación superficial, promovidos por el viento, dada la gran extensión de estas lagunas.

  La DBO_5 soluble y la finamente particulada se estabilizan vía aerobia por la acción de bacterias heterotróficas dispersas en el medio, mientras que la DBO_5 particulada tiende a sedimentar, transformándose vía anaerobia por las bacterias que proliferan en el fondo.

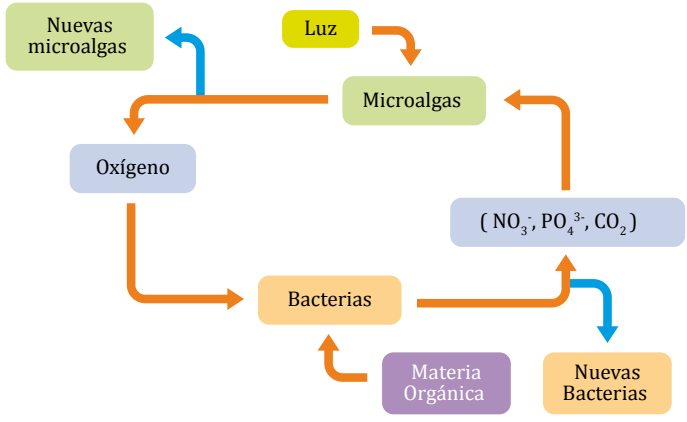
  En la columna de agua se diferencian claramente tres estratos: uno inferior (ocupado por los sedimentos/lodos) de características anaerobias; el superior, en contacto con la atmósfera, aerobio (como consecuencia, principalmente, de la presencia de microalgas, responsables de los procesos fotosintéticos); y uno intermedio, en el que se dan unas condiciones muy variables (con ausencia y presencia de oxígeno), predominando bacterias de tipo facultativo, que son las que dan nombre a este tipo de lagunas *(Rojo, 1988; Romero, 1999)* (Figura 7.43).

Figura 7.43. Esquema de una Laguna Facultativa.



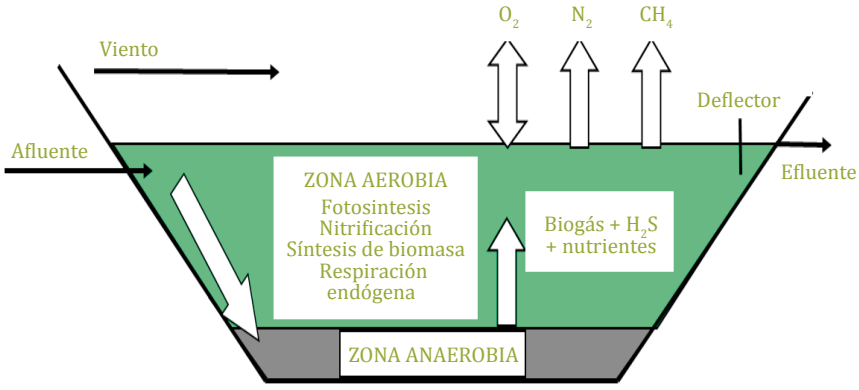
En la zona aerobia se establece un equilibrio entre la producción y el consumo de oxígeno y de dióxido de carbono, a través de un ciclo simbiótico microalgas/bacterias, de modo que la respiración bacteriana consume oxígeno y libera dióxido de carbono, mientras que las microalgas, mediante procesos fotosintéticos, generan oxígeno y consumen dióxido de carbono. Este ciclo simbiótico es el verdadero *"motor"* de este tipo de lagunas (Figura 7.44).

Figura 7.44. Ciclo simbiótico microalgas-bacterias en Lagunas Facultativas.



- **Lagunas de Maduración:** constituyen la última etapa en el esquema de tratamiento, por lo que están sometidas a bajas cargas orgánicas, dándose en ellas condiciones propicias para la penetración en profundidad de la radiación solar (aguas relativamente claras y poco profundas, 0,8-1,2 m) (Figura 7.45).

Figura 7.45. Esquema de una Laguna de Maduración



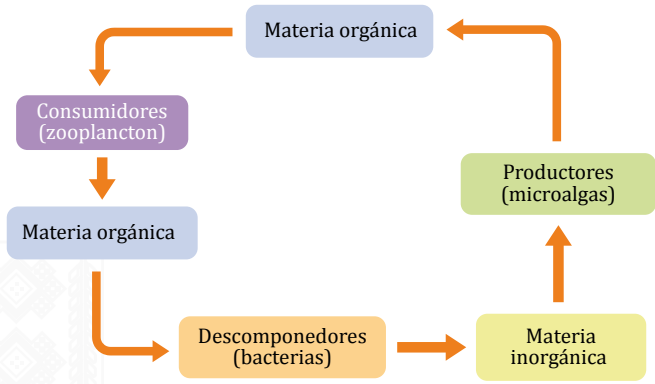
En estas lagunas se consigue una cierta eliminación de la población de microalgas, gracias a la acción filtradora de los organismos que proliferan en ellas *(Rojo, 1988; Romero, 1999)* y, principalmente, se alcanzan porcentajes muy elevados de eliminación de organismos patógenos, como consecuencia del efecto bactericida de la radiación UV, de los procesos de filtración y predación, de los valores elevados de pH y de oxígeno disuelto, etc., dando lugar a efluentes finales altamente desinfectados y oxigenados.

Si bien se logra un cierto abatimiento de patógenos en las Lagunas Anaerobias y algo más en las Facultativas, los mayores porcentajes de eliminación se dan en las Lagunas de Maduración, alcanzando eliminaciones de coliformes fecales del orden de 4-5 u. log., en el global de la línea de tratamiento, siendo este el principal objetivo de este tipo de lagunas, que constituyen una alternativa a la desinfección de los efluentes de las PTAR mediante métodos convencionales, como puede ser la cloración (ver Capítulo 9).

Para mejorar la eliminación de organismos patógenos, la etapa de maduración suele estar constituida por varias lagunas dispuestas en serie.

En este tipo de lagunas se establece un equilibrio entre los organismos productores de biomasa (microalgas), los consumidores (zooplancton) y los descomponedores (bacterias) (Figura 7.46).

Figura 7.46. Relación entre productores, consumidores y descomponedores en Lagunas de Maduración.



El diagrama de flujo del tratamiento de las aguas residuales mediante Lagunas de Estabilización admite configuraciones diferentes. Así, se pueden alimentar las Lagunas Facultativas directamente con las aguas residuales pretratadas (Lagunas Facultativas Primarias, Figura 7.47), o bien, disponer Lagunas Anaerobias como primera etapa del tratamiento (Figura 7.48).

Figura 7.47. Diagrama de flujo con Lagunas Facultativas Primarias.

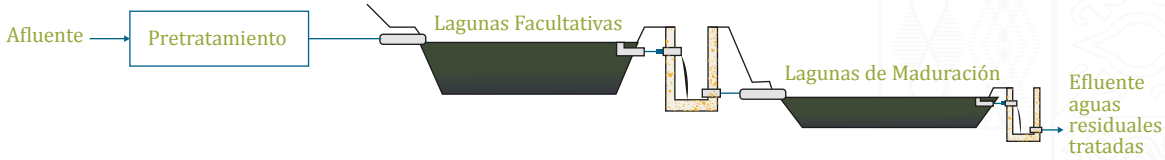
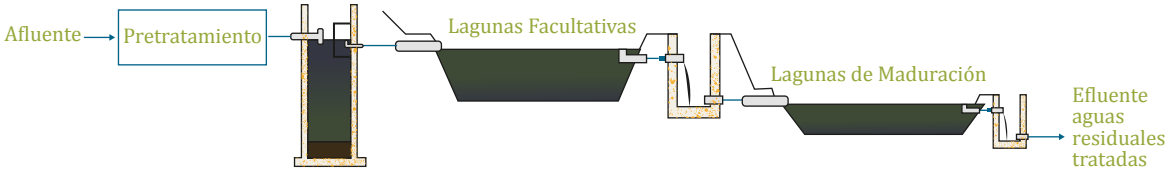


Figura 7.48. Diagrama de flujo con Lagunas Anaerobias en cabecera.



La combinación de Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas permite reducir en un 45-70% la superficie que requeriría una Laguna Facultativa Primaria, que recibiese directamente las aguas residuales pretratadas *(von Sperling y Chernicharo, 2005)*.

Dado que la mayor parte (70-90%) de la materia orgánica presente en los efluentes de un tratamiento mediante Lagunas de Estabilización se encuentra en forma de microalgas *(Mara et al., 1998)*, para mejorar los rendimientos en ocasiones se recurre a la implantación, a la salida del sistema, de un proceso de filtración (filtros de piedra o de arena, humedales artificiales, etc.) (*Romero, 1999; Metcalf&Eddy, 1998)*.

7.3.2 Rendimientos

7.3.2.1 Rendimientos de eliminación de la materia carbonada

Lagunas Anaerobias

Los rendimientos de eliminación de DBO_5 que se alcanzan en las Lagunas Anaerobias, en función de la temperatura del aire a la que se opera, se muestran en la siguiente tabla *(Mara, 1997)*.

Tabla 7.18. Rendimientos de las Lagunas Anaerobias en función de la temperatura del aire.

Temperatura (°C)	% de eliminación de DBO_5
< 10	40
10 - 25	2T + 20
> 25	70

Para la aplicación de esta fórmula es habitual tomar como temperatura del aire la media del mes más frío.

Lagunas Facultativas y de Maduración

Para determinar el rendimiento de eliminación de la materia carbonada en las Lagunas Facultativas y de Maduración se pueden emplear tanto modelos de flujo pistón, como de mezcla completa y de flujo disperso. El que sea más adecuado utilizar uno u otro modelo dependerá de la geometría y del TRH de las lagunas. No obstante, por la geometría típica de las Lagunas Facultativas y de Maduración, salvo que los TRH sean muy altos, en cuyo caso podría ser preferible el modelo de mezcla completa, en general se recomienda utilizar el modelo de flujo disperso. Este modelo especifica que:

$$C_{es} = C_a \cdot \frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$$

Donde:

C_{es}: concentración de DBO_5 soluble en el efluente de la laguna (mg/L)
C_a: concentración de DBO_5 total en el afluente de la laguna (mg/L)
a: coeficiente (adimensional)
e: base de los logaritmos neperianos (2,72)
d = número de dispersión (adimensional)

El coeficiente "a" se determina mediante la expresión:

$$a = \sqrt{1 + 4K \cdot TRH \cdot d}$$

Donde:

K: coeficiente de eliminación de DBO_5 a la temperatura de operación (d^{-1})
TRH: tiempo de retención hidráulica (d)
d: número de dispersión (adimensional)

El coeficiente K se calcula para diferentes temperaturas mediante la expresión:

$$K_T = K_{20} \cdot \theta^{(T-20)}$$

Donde:

K_T: coeficiente de eliminación de DBO_5 a la temperatura T (d^{-1})
K_{20}: constante de reacción a 20 ºC (d^{-1})
θ: coeficiente adimensional, con un valor de 1,035 *(Arceivala, 1981)*
T: temperatura media del agua residual en el mes más frío (ºC). En este caso no se aplica la temperatura del aire. En la Tabla 5.6 se relacionan las temperaturas del agua y del aire para las diferentes zonas ecológicas consideradas en los dimensionamientos básicos de esta guía, y que en el caso de que no se disponga de las temperaturas reales, se podrían tomar de referencia para su estimación.

La constante de reacción a 20 ºC puede calcularse haciendo uso de la carga superficial con la que opera la laguna, de acuerdo con la ecuación de Arceivala (1981):

$$K_{20} = 0{,}132 \cdot (\log \lambda_s) - 0{,}146$$

Donde:

λ_s: carga superficial con la que opera la laguna (kg DBO_5/ha/d)

Por último, el número de dispersión "d" se calcula mediante la expresión propuesta por *von Sperling (1999)*:

$$d = \frac{1}{(L/A)}$$

Donde:

L: longitud de la laguna (m)
A: ancho de la laguna (m)

Para pasar de concentración de $DBO_{5soluble}$ (C_{es}) a concentración de DBO_{5total} (C_e) en el efluente de las Lagunas Facultativas, se hace uso de la expresión:

$$C_e = C_{es} + C_p$$

Donde:

C_p: concentración de la DBO_5 particulada (mg/L). Para su cálculo se asume que 1 mg/L de los sólidos en suspensión totales presentes en el efluente de una Laguna Facultativa se corresponde con una DBO_5 de 0,35 mg/L *(Mara, 1995)*. Por lo que la concentración de C_e vendrá dada por:

$$C_e = C_{es} + (C_{SST} \cdot 0{,}35)$$

Donde:

C_{SST}: concentración de sólidos en suspensión en el efluente de la Laguna Facultativa (mg/L). Se suele adoptar un valor de 60-100 mg/l.

7.3.2.2 Rendimientos de eliminación de organismos patógenos

Para determinar el rendimiento de eliminación de organismos patógenos en las Lagunas Facultativas se pueden emplear tanto modelos de flujo pistón, como

de mezcla completa y de flujo disperso. El que sea más adecuado emplear uno u otro modelo en cada caso dependerá de la geometría y del TRH con el que trabajen las lagunas. No obstante, por la geometría típica de las Lagunas Facultativas, salvo que los TRH sean muy altos, en cuyo caso podría ser preferido el modelo de mezcla completa, en general se recomienda utilizar el modelo de flujo disperso. En el caso de las Lagunas de Maduración se recomienda también emplear el modelo de flujo disperso. Este modelo especifica que:

$$N_e = N_a \cdot \frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2\, e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$$

Donde:

N_e: concentración de coliformes en el efluente de la laguna (NMP/100 mL)
N_a: concentración de coliformes en el afluente la laguna (NMP/100 mL)
a: coeficiente
e: base de los logaritmos neperianos (2,72)
d: número de dispersión (adimensional)

El coeficiente "a" se calcula mediante la expresión:

$$a = \sqrt{1 + 4K_b \cdot TRH \cdot d}$$

Donde:

K_b = coeficiente de muerte bacteriana a 20 ºC (d^{-1})
TRH: tiempo de retención hidráulica (d)
d: número de dispersión (adimensional)

El coeficiente de muerte bacteriana a 20 ºC (K_b) puede determinarse haciendo uso de la expresión propuesta por *von Sperling (2016)*.

$$K_b = 0{,}549 \cdot h^{-1{,}456}$$

Donde:

h: profundidad efectiva de la laguna (m)

El autor aconseja que el valor que se obtiene de K_b se reduzca del orden de un 5-15% en el caso de las Lagunas Facultativas y, que se incremente en la misma proporción, en el caso de las Lagunas de Maduración.

Para corregir el valor de K_b en función de la temperatura se emplea la expresión:

$$K_{bT} = K_{b20} \cdot \theta^{(T-20)}$$

Donde:

K_{bT}: coeficiente de muerte bacteriana a la temperatura T (d^{-1})
θ: coeficiente de temperatura (suele adoptar un valor 1,07, *von Sperling y Chernicharo, 2005).*
T: temperatura media del agua en el mes más frío (ºC)

El número de dispersión "d" se calcula mediante la expresión propuesta por *von Sperling (1999)*:

$$d = \frac{1}{(L/A)}$$

Donde:

L: longitud de la laguna (m)
A: ancho de la laguna (m)

Finalmente, el rendimiento de eliminación de coliformes en las Lagunas Facultativas y de Maduración se determina haciendo uso de la expresión:

$$r_c = \frac{N_a - N_e}{N_a} \cdot 100$$

Donde:

r_c: rendimiento de eliminación de coliformes (%)
N_a: concentración de coliformes en el afluente de la laguna (NMP/100 mL)
Ne: concentración de coliformes en el efluente de la laguna (NMP/100 mL)

En el caso de varias Lagunas de Maduración, de iguales dimensiones y dispuestas en serie, el rendimiento global de eliminación de coliformes viene dado por:

$$r_{tc} = | 1 - (1 - r_n)^n | \cdot 100$$

Donde:

r_{tc}: rendimiento global de eliminación (%)
r_n: rendimiento de eliminación en cada Laguna de Maduración de la serie (%)
n: número de Lagunas de Maduración en serie

Y la concentración de coliformes en la última laguna de la serie será:

$$N = N_a \cdot (1 - r_n)$$

Donde n es el número de Lagunas de Maduración dispuestas en serie.

Si las Lagunas de Maduración dispuestas en serie no presentan las mismas dimensiones, el cálculo del rendimiento de abatimiento de organismos patógenos debe hacerse de forma individualizada, laguna por laguna.

7.3.3 Producción de lodos

De acuerdo con *Von Sperling (2016)*, la generación de lodos en los distintos tipos de Lagunas de Estabilización y las características de los mismos, se muestran en la Tabla 7.19.

Tabla 7.19. Generación de lodos en Lagunas de Estabilización y características de los mismos.

	Lagunas Anaerobias	Lagunas Facultativas Primarias	Lagunas Facultativas Secundarias	Lagunas de Maduración
Rango de acumulación de lodos (m^3/hab/año)	0,02 - 0,10	0,03 - 0,09	0,03 - 0,05	-
Concentración de los lodos (% ST)	> 10	> 10	> 10	-
Relación SV/SM (%)	< 50	< 50	< 50	
Coliformes en los lodos (NMP/g ST)	10^2 - 10^4	10^2 - 10^4	10^2 - 10^4	10^2 - 10^4
Huevos de helmintos en los lodos (huevos/g ST)	10 - 10^3	10 - 10^3	10 - 10^3	10 - 10^3

Cuando se procede a la extracción de los lodos acumulados en las lagunas mediante bombeo, la concentración de los mismos puede disminuir al 5-7% (*Von Sperling, 2016).*

7.3.4 Consumo de energía eléctrica

El consumo de energía eléctrica en las Lagunas de Estabilización viene totalmente condicionado por la necesidad, o no, de bombear las aguas residuales a tratar. Si estas aguas pueden llegar a la PTAR, y pasar de una laguna a otra por gravedad, no se requiere de ningún consumo para el correcto funcionamiento de la instalación de tratamiento.

7.3.5 Dimensionamiento

7.3.5.1 Eliminación de la materia carbonada

Lagunas Anaerobias

Los principales parámetros para el dimensionamiento de las Lagunas Anaerobias, para la eliminación de la materia carbonada son:

- Carga volumétrica
- Tiempo de retención hidráulica (TRH)
- Profundidad de la lámina de agua
- Geometría (relación largo/ancho)

La *carga volumétrica* viene dada por la expresión:

$$C_v = \frac{Q \cdot C_a}{V}$$

Donde:

C_v: carga volumétrica (g $DBO_5/m^3/d$)
Q: caudal de aguas residuales a tratar (m^3/d)
C_a: concentración de DBO_5 de las aguas afluentes a la laguna (g DBO_5/m^3)
V: volumen útil de la Laguna Anaerobia (m^3)

La *carga volumétrica* es función de la temperatura de operación. De acuerdo con la temperatura media del aire en mes más frío, las carga volumétricas máximas permisible en las Lagunas Anaerobias se determinan haciendo uso de la Tabla 7.20 *(Mara, 1997)*.

Tabla 7.20. Carga volumétrica en Lagunas Anaerobias en función de la temperatura del aire.

Temperatura (°C)	Carga volumétrica (g $DBO_5/m^3/d$)
< 10	100
10 - 20	20T - 100
20 - 25	10 T + 100
> 25	350

El *tiempo de retención hidráulica (TRH)* viene dado por la expresión:

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

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (d)

Los valores del *tiempo de retención hidráulica* se basan en el tiempo de reproducción de las bacterias anaerobias y, para las distintas zonas ecológicas contempladas en la guía, los valores mínimos que se recomiendan son los siguientes: Altiplano: 3 días, Valles: 2 días y Llanos: 1,5 días.

La *profundidad de la lámina de agua* recomendada en este tipo de lagunas es de 3-5 m y la *relación largo/ancho* oscila de 1 a 3.

Lagunas Facultativas

Los principales parámetros para el dimensionamiento de las Lagunas Facultativas son:

- Carga superficial
- Profundidad
- Tiempo de retención hidráulica (TRH)
- Geometría (relación longitud/ancho)

La *carga superficial* aplicable a las Lagunas Facultativas viene dada por la expresión:

$$\lambda_s = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

Donde:

λ_s: carga superficial (kg DBO_5/ha/d)
Q: caudal de aguas residuales a tratar (m^3/d)
C_a: concentración de DBO_5 de las aguas afluentes a Laguna Facultativa (kg DBO_5/m^3)
S: superficie de lámina de agua de la Laguna Facultativa (hectáreas)

De acuerdo con Mara (1997), la máxima carga superficial (kg DBO_5/ha/d) con la que pueden trabajar las Lagunas Facultativas, en función de la temperatura del aire con la que operan, viene dada por la expresión:

$$\lambda_s = 350 \cdot (1{,}107 - 0{,}002T)^{T-25}$$

Donde:

T: temperatura del aire (ºC). Se toma la temperatura media del aire en el mes más frío del año.

La Tabla 7.21 muestra los valores de λ_s, de acuerdo con la fórmula anterior, en el rango de ≤ 8 ºC a ≥25 ºC

Tabla 7.21. Carga superficial en lagunas facultativas en función de la temperatura[1].

Tª (°C)	λ_s (kg DBO_5/ha/d)	Tª (°C)	λ_s (kg DBO_5/ha/d)
≤ 8	80	17	199
9	89	18	217
10	100	19	235
11	112	20	253
12	124	21	272
13	137	22	291
14	152	23	311
15	167	24	331
16	183	≥ 25	350[2]

[1] El empleo de estos valores es tan solo para una estimación inicial de la carga superficial. Si existen experiencias locales, u otras evidencias que sugieren adoptar valores diferentes, deberán tenerse en cuenta.
[2] Se recomienda limitar la carga superficial a un valor máximo de 350 kg DBO_5/ha/d.

En lo referente a la *profundidad útil* en este tipo de lagunas, el rango habitual es de 1,5 -2,0 m.

El *tiempo de retención hidráulica (TRH)* viene dado por la expresión:

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

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (d)
V: volumen útil de la Laguna Facultativa (m^3)
Q: caudal de aguas a tratar (m^3/d)

El TRH requerido para la oxidación de la materia orgánica varía con las condiciones locales, especialmente con la temperatura. Para las distintas zonas ecológicas contempladas en la guía, los TRH que se recomiendan en las Lagunas Facultativas son los siguientes: Altiplano: ≥ 20 días, Valles: ≥ 15 días y Llanos: ≥ 10 días.

Por último, en lo referente a la *geometría,* para este tipo de lagunas, en el caso de las Lagunas Facultativas Primarias se recomiendan relaciones largo/ancho de entre 2 y 4, *(EPA, 1983; Abdel-Razik, 1991),* con el fin de no sobrecargar la zona de alimentación. Para las Lagunas Facultativas Secundarias esta relación es más flexible.

Lagunas de Maduración

El dimensionamiento de las Lagunas de Maduración viene condicionado por el nivel de abatimiento de organismos patógenos, al objeto de conseguir las concentraciones permitidas por la normativa de vertidos.

Los principales parámetros para el dimensionamiento de las Lagunas de Maduración son:

- Concentración objetivo de organismos patógenos en el efluente final
- Tiempo de retención hidráulica (TRH)
- Carga superficial
- Profundidad
- Geometría (relación largo/ancho)

La *concentración objetivo de organismos patógenos en el efluente final* dependerá de lo que se indique en la normativa de vertidos (o de reúso en su caso). En el caso de Bolivia, la concentración de coliformes fecales en los efluentes depurados debe ser ≤1.000 NMP/100 mL.

El *tiempo de retención hidráulic*a viene dado por la expresión:

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

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (d)

La OMS *(WHO, 1987)* recomienda un TRH mínimo de 5 días en el caso de que se haga uso de una única Laguna de Maduración y, en el caso de recurrirse al empleo de varias lagunas dispuestas en serie, el tiempo en cada una de ellas será al menos de 3 días.

La *profundidad útil* habitual en este tipo de lagunas es de 0,8-1,2 m, si bien, se tienen experiencias positivas en la zona boliviana de los Llanos operando con profundidades útiles de hasta 1,5 m.

La *carga superficial* aplicable a las Lagunas de Maduración viene dada por la expresión:

$$\lambda_s = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

Donde:

λ_s: carga superficial (kg DBO_5/ha/d)
Q: caudal de aguas residuales a tratar (m^3/d)
C_a: concentración de DBO_5 de las aguas afluentes a las Lagunas de Maduración (kg DBO_5/m^3)
S: superficie de lámina de agua de las Lagunas de Maduración (hectáreas)

En lo referente a la geometría, en las Lagunas de Maduración se trabaja con relaciones largo/ancho que van desde 1 hasta 5, en el caso de lagunas dispuestas en serie, y que son superiores a 10 en el caso de operar con lagunas tabicadas.

Para el caso de las lagunas tabicadas el cálculo de la relación longitud/ancho (L/A) se determina haciendo uso de las siguientes expresiones, en el caso de que los tabiques se dispongan paralelamente a la ancho, o paralelamente a la longitud, respectivamente *(Von Sperling y Chernicharo, 2005)*:

$$L/A = \frac{A}{L}(n+1)^2$$

$$L/A = \frac{L}{A}(n+1)^2$$

Siendo:

n: número de divisiones internas en las lagunas (adimensional).

7.3.5.2 Eliminación de las formas nitrogenadas

En las Lagunas Facultativas y de Maduración los principales mecanismos de eliminación de nitrógeno son *(Soares, 1995)*:

- Stripping de las formas amoniacales.
- Asimilación del amonio y del nitrato por las microalgas.
- Nitrificación-desnitrificación.
- Sedimentación del nitrógeno orgánico en forma particulada.

De estos mecanismos, el stripping de las formas amoniacales a la atmósfera es el que juega un papel más importante, siendo el pH el factor predominante en este proceso.

El pH depende, a su vez, de la profundidad de las lagunas, del tiempo de retención y de la alcalinidad de las aguas residuales a tratar. Siendo mayor el pH cuanto menor sea la profundidad (la actividad fotosintética, que eleva el pH, es mayor en lagunas someras), mayor el tiempo de retención y menor la alcalinidad *(von Sperling et al., 2009)*.

La eliminación por stripping del amonio comienza a ser factible a partir de valores de pH de 8. A pH 9,5 aproximadamente el 50% del amonio se encuentra en forma de NH_4^+ y el otro 50% en forma de NH_3, que escapa a la atmósfera. Por encima de un valor del pH de 11 en las lagunas, prácticamente todo el amonio se encuentra en forma de NH_3 *(von Sperling y Chernicharo, 2005)*.

En condiciones climáticas favorables, la superficie necesaria para alcanzar en los efluentes de las lagunas concentraciones de nitrógeno amoniacal inferiores a 5 mg/L es de unos 2-3 m^2/habitantes, en lagunas con una profundidad de 0,5 m, subiendo a 3-4 m^2/habitante cuando esta profundidad alcanza un metro. Para profundidades superiores, la pérdida de nitrógeno amoniacal es pequeña *(von Sperling et al., 2009)*.

Estos fenómenos de stripping se dan más intensamente en las Lagunas de Maduración, como consecuencia de su menor profundidad, lo que facilita los procesos fotosintéticos en casi toda columna de agua. En este tipo de lagunas

dispuestas en serie se pueden alcanzar eliminaciones de las formas amoniacales del 70-80% *(von Sperling y Chernicharo, 2005)*.

Los procesos fotosintéticos que tienen lugar en las Lagunas Facultativas y de Maduración contribuyen a que el pH del contenido de las mismas se incremente, al secuestrar dióxido de carbono, elevándose por encima de 9 unidades, lo que favorece el stripping del amoniaco. A la vez, estos procesos fotosintéticos contribuyen al consumo directo del NH_3 por parte de la población algal.

En lo referente a la asimilación del nitrógeno por parte de las microalgas que escapan en los efluentes tratados en Lagunas de Estabilización, esta tan sólo alcanza el 10-20%.

Finalmente, los procesos de nitrificación/desnitrificación se dan simultáneamente, pero la nitrificación no es significativa.

Para la determinación de la eliminación de nitrógeno total en Lagunas de Estabilización se cuenta con formulaciones propuestas por diversos autores *(WPCF, 1990; Crites y Tchobanoglous, 2000)*.

7.3.5.3 Eliminación del fósforo

Los principales mecanismos para la eliminación del fósforo en las Lagunas Facultativas y de Maduración son la precipitación como fosfatos y la asimilación por las propias microalgas. Esta última puede estimarse en un 10% *(von Sperling y Chernicharo, 2005)*.

Al igual que ocurre con la eliminación del nitrógeno, la eliminación de fósforo depende también del pH, aunque sólo comienza a ser significativa a partir de valores de pH superiores a 9 *(von Sperling et al., 2009)*. Si bien, no son esperables eliminaciones sustanciales de fósforo, cuanto menores sean la alcalinidad y la profundidad de las Lagunas de Maduración y mayor el TRH, la eliminación de fósforo aumentará.

Dada la escasa eliminación de fósforo en las Lagunas de Estabilización, si por las características de la masa de agua en la que vierta la PTAR se requiere que los efluentes tratados presenten bajas concentraciones de este nutriente, se hace necesaria la adición de reactivos químicos para su precipitación *(Crites y Tchobanoglous, 2000)*. *(ver Capítulo 8)*.

Se han obtenido concentraciones de fósforo en los efluentes tratados mediante Lagunas de Estabilización inferiores a 1 mg/L, mediante la adición de cloruro férrico o sulfato de alúmina *(Reed et al., 1995)*.

Para la aplicación de los reactivos químicos necesarios para lograr la precipitación de las formas fosforadas se precisa una cámara de mezcla, que suele ubicarse entre las dos últimas lagunas.

Se recomienda la realización de pruebas de jarras para determinar las dosificaciones necesarias de reactivos para cada situación concreta.

7.3.5.4 Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento de un sistema de tratamiento mediante Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas + Lagunas de Maduración.

Lagunas Anaerobias

1.- Determinación del volumen útil de las lagunas

Seleccionada la carga volumétrica (C_v) en función de la temperatura de operación y haciendo uso de la Tabla 7.20, el volumen útil de las Lagunas Anaerobias viene dado por:

$$V = \frac{Q \cdot C_a}{C_v}$$

El TRH correspondiente a ese volumen útil se determina haciendo uso de la expresión:

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

Si el volumen útil de las Lagunas Anaerobias, determinado en función de la carga volumétrica, no satisficiese los requisitos establecidos de TRH para la zona ecológica en que se ubiquen, se determinará un nuevo volumen útil de acuerdo con la expresión:

$$V_f = Q \cdot TRH_f$$

Donde:

V_f: volumen útil final determinado en función del TRH mínimo fijado para la zona ecológica en cuestión.
TRH_f: tiempo de retención hidráulico mínimo fijado para la zona ecológica en cuestión.

El volumen útil, que finalmente se adopte para las Lagunas Anaerobias, se incrementará en un 33%, para tener en cuenta la progresiva acumulación de lodos en el fondo de las mismas.

2.- Determinación de la superficie de la lámina de agua y de las dimensiones largo/ancho

Una vez determinado el volumen de las lagunas, fijada la profundidad útil agua, y teniendo en cuenta la inclinación de los taludes interiores, se determina la superficie de la lámina de agua. Finalmente, de acuerdo a la relación largo/ancho adoptada, se determinan estas dimensiones.

Lagunas Facultativas

3.- Determinación de la superficie de la lámina de agua de las lagunas

Fijada la carga superficial con la que operarán las Lagunas Facultativas, haciendo uso de la Tabla 7.21, la superficie de la lámina de agua de estas lagunas se determina mediante la expresión:

$$S = \frac{Q \cdot C_a}{\lambda_s}$$

4.- Determinación del volumen útil de las lagunas

Determinada la superficie de lámina de agua de las Lagunas Facultativas, fijada su profundidad útil, y teniendo en cuenta la inclinación de sus taludes interiores, se procede a determinar el volumen útil de estas lagunas.

Si el volumen útil calculado de las Lagunas Facultativas, determinado en función de la carga superficial, no satisficiese los requisitos de TRH establecidos para

la zona ecológica en cuestión, se determinará un nuevo volumen de acuerdo con la expresión:

$$V_f = Q \cdot TRH_f$$

Donde:

V_f: volumen útil determinado en función del TRH mínimo fijado para la zona ecológica en cuestión (m^3)
TRH_f: tiempo de retención hidráulica mínimo fijado para la zona ecológica (d)

5.- Determinación de la superficie definitiva de la lámina de agua de las lagunas y de su relación largo/ancho

A partir de este nuevo volumen, teniendo en consideración la profundidad útil adoptada y la inclinación de los taludes interiores, se calcula la nueva superficie de la lámina de agua y, a partir de esta, y en consonancia con la relación largo/ancho establecida, se determinan estas dimensiones.

Lagunas de Maduración

6.- Determinación del volumen útil de las lagunas

Fijado el TRH con el que operarán, el volumen útil de las Lagunas de Maduración se determina de acuerdo con la expresión:

$$V = Q \cdot TRH$$

7.- Determinación de la superficie útil de las lagunas

A partir del volumen útil, teniendo en consideración la profundidad útil adoptada y la inclinación de los taludes interiores, se calcula la superficie de la lámina de agua de las Lagunas de Maduración.

8.- Determinación de la carga superficial con la que operarán las lagunas

Para la superficie obtenida debe determinarse la carga superficial con la que operan estas lagunas, haciendo uso de la expresión:

$$\lambda_s = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

Una vez determinada la carga superficial con la que operarán las Lagunas de Maduración, debe comprobarse que esta carga no supera el 75% de la carga superficial teórica a la que debería trabajar la etapa facultativa *(Mara, 1998)*. En el caso de que las Lagunas de Maduración no se ubiquen detrás de otra laguna, o de otro proceso de tratamiento primario como podría ser el caso de un Filtro Percolador, o un RAFA, cuyos efluentes se tratasen en Lagunas de Maduración, la carga superficial máxima a considerar sería el 75% de la carga superficial teórica de una Laguna Facultativa en las condiciones de temperatura existentes.

9.- Determinación de la superficie definitiva de la lámina de agua de las lagunas

De no cumplirse este requisito de carga superficial, se recalcula una nueva superficie de lámina de agua y, a partir de esta, y teniendo en cuenta las pendientes de los taludes interiores, se determina el volumen definitivo de las Lagunas de Maduración.

También debe comprobarse que la concentración de coliformes fecales en los efluentes finales es inferior al establecido en la normativa de vertido, en caso contrario, deberán incrementarse las dimensiones de las lagunas.

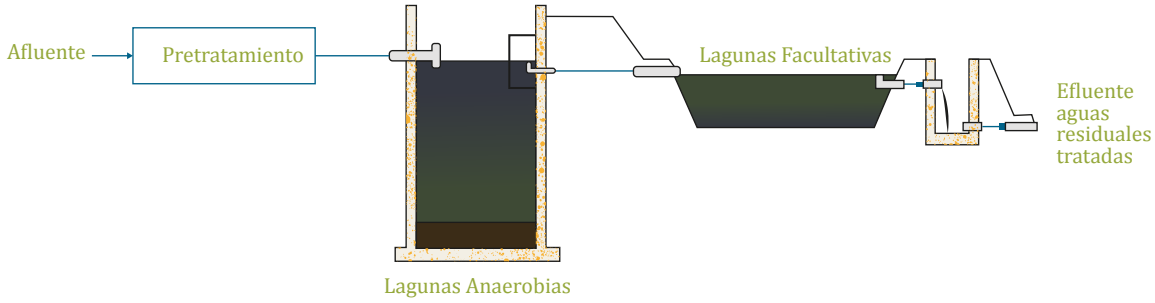
10.- Determinación de la relación largo/ancho de las lagunas

Finalmente, a partir de la superficie definitiva de la lámina de agua, y en consonancia con la relación largo/ancho establecida, se obtiene el largo y ancho de estas lagunas.

7.3.6 Línea de tratamiento propuesta

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.3.2.1, la línea de tratamiento propuesta para el caso de las Lagunas de Estabilización, en base a la cual se desarrollan los dimensionamientos básicos, es la siguiente:

Figura 7.49. Línea de tratamiento propuesta para las Lagunas de Estabilización.



7.3.6.1 Características de la línea de tratamiento

Rendimientos

Los rendimientos que se pueden obtener con la línea de tratamiento propuesta se muestran en la tabla 7.22 adjunta *(MARN, 2016; MARM, 2010)*.

Tabla 7.22. Rendimientos de la línea de tratamiento.

Parámetro	Lagunas Anaerobias	Rendimientos totales[1]
Sólidos en Suspensión (%)	50 - 60	70 - 80
DBO_5 (%)	40 - 50	75 - 85
DQO (%)	40 - 50	70 - 80
N_T (%)	-	20 - 30
P_T (%)	-	10 - 15
CF (u. log)	-	2 - 3

[1]Rendimientos en muestras sin filtrar.

Influencia de la climatología y de la altitud

La temperatura, como en todo proceso biológico, tiene una influencia decisiva en el comportamiento de las Lagunas de Estabilización, disminuyendo los rendimientos de eliminación de contaminantes conforme desciende este parámetro. En el caso de las Lagunas Anaerobias es aconsejable implantar esta

tecnología con temperaturas del agua a tratar, en los momentos más fríos del año, por encima de los 15 ºC *(von Sperling y Chernicharo, 2005)*.

Además de influir en los procesos biológicos, la temperatura también afecta al grado de mezcla del contenido de las lagunas, apareciendo en las más profundas, termoclinas en determinados momentos del año. Para tener en cuenta la influencia de la temperatura en los métodos de dimensionamiento de los diferentes tipos de laguna, se trabaja con las temperaturas medias del agua/aire en el mes más frío de año, en el lugar en que se ubiquen las lagunas.

La radiación solar presenta una notable influencia sobre la actividad fotosintética de las microalgas y, por ende, en las concentraciones de oxígeno disuelto en las Lagunas Facultativas y de Maduración, así como sobre la eliminación de los organismos patógenos, en su longitud de onda ultravioleta. Localidades con alta radiación solar y baja nubosidad son altamente favorables para la construcción de esta línea de tratamiento.

El viento contribuye también a la oxigenación de las Lagunas Facultativas, a través de procesos de reaireación superficial, si bien, en mucha menor medida que la actividad fotosintética. También es importante su concurso en los procesos de mezcla de este tipo de lagunas. Por todo ello, es necesario llevar a cabo un estudio de los vientos dominantes en la etapa de diseño de este tipo de tratamiento.

Por último, la evaporación y la precipitación de la zona también inciden en el comportamiento de las lagunas. La primera incrementando la salinidad de los efluentes tratados (lo que repercute negativamente en sus posibilidades de reúso), y la segunda puede provocar, en determinadas condiciones, fenómenos de "vuelco" de la columna líquida, al enfriar de forma repentina el agua de la zona superficial de las lagunas.

Al presentar estos factores climatológicos valores diferentes en las distintas zonas ecológicas que se contemplan en la guía, el comportamiento, en estas zonas, de las Lagunas de Estabilización será diferente.

Por último, en lo referente a la influencia de la altitud en el comportamiento de las Lagunas de Estabilización, en la actualidad no se cuenta con la información suficiente y contrastada para poder evaluar esta influencia.

Adaptación a la zona ecológica

Teniendo en cuenta la influencia decisiva que tiene la temperatura en el comportamiento de las Lagunas de Estabilización, la zona de los Llanos es la que presenta mejores condiciones para su emplazamiento. De hecho, tal como se recoge en el Capítulo 5, esta zona acoge el 56% del total de las instalaciones de Lagunas de Estabilización existentes es el país.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Dados los elevados tiempos de retención con los que trabajan las Lagunas de Estabilización, especialmente las Facultativas, esta línea de tratamiento presenta una gran capacidad para afrontar las variaciones de caudal y carga que se dan las aguas residuales urbanas.

Igualmente, la línea se adapta bien a cargas hidráulicas y orgánicas superiores a las consideradas en el diseño, pero siempre y cuando estas cargas sean de carácter puntual y no permanente.

Producción y características de los lodos generados en el tratamiento

Tan sólo se ha considerado la producción de lodos en las Lagunas Anaerobias. Para ello, se ha partido de las cargas unitarias de sólidos en suspensión, por zona ecológica y tamaño de población, que se recogen en la Tabla 5.3, y se ha asumido: un rendimiento de eliminación de estos sólidos en las lagunas del 55%, que la fracción volátil de los mismos es del 75%, que esta fracción volátil se reduce un 80% (por los elevados tiempo de permanencia de los lodos en estas lagunas) y que los lodos presentan una concentración final del 7%

Con todo ello, se ha confeccionado la Tabla 7.23, que muestra la generación de lodos en la línea de tratamiento (en L/hab/d y g m.s./hab.d), para las diferentes zonas ecológicas y tamaños de la población servida.

Tabla 7.23. Generación de lodos en la línea de tratamiento[1].

Zona ecológica	Unidades	Habitantes					
		1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano	g m.s./hab/d	5,5	7,0	7,9	9,2	9,7	11,0
	%	7	7	7	7	7	7
	L/hab/d	0,08	0,10	0,11	0,13	0,14	0,16
Valles y Llanos	g m.s./hab/d	7,7	9,2	9,7	10,3	10,8	12,1
	%	7	7	7	7	7	7
	L/hab/d	0,11	0,13	0,14	0,15	0,15	0,17

[1]Tan sólo se ha considerado la producción se lodos en las Lagunas Anaerobias.

La frecuencia de extracción de lodos en las Lagunas Anaerobias es del orden de unos 7 años.

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

Las labores de operación y mantenimiento de esta línea de tratamiento se limitan a: inspecciones rutinarias, limpieza de las etapas del pretratamiento, retirada de flotantes en las lagunas, toma de muestras para el control del proceso, extracción periódica de los lodos acumulados en el fondo de las lagunas y mantenimiento de la obra civil *(MOPT, 1991)*. Estas actuaciones carecen de complejidad, por lo que no requieren operarios cualificados.

La única labor compleja es la retirada periódica de lodos acumulados en el fondo de las lagunas, para la que se precisa un equipamiento específico.

Impactos medioambientales

El principal impacto ambiental negativo asociado a esta línea de tratamiento se relaciona con la posible generación de malos olores, especialmente en las Lagunas Anaerobias. Olores que tienen su origen fundamentalmente en la reducción, vía anaerobia, de los compuestos azufrados (principalmente sulfatos) presentes en las aguas residuales a tratar, dando lugar a sulfuro de hidrógeno, mercaptanos, etc.

Si la concentración de sulfatos en al agua residual es inferior a 300 mg/L, la generación de malos olores se minimiza y, además, si las Lagunas Anaerobias operan con valores de pH próximos a la neutralidad, la mayor parte del sulfuro de hidrógeno se encontrará como ión bisulfuro (HS^-), que es inodoro *(von Sperling y Chernicharo, 2005)*.

La generación de gases de efecto invernadero, principalmente CH_4, en las Lagunas Anaerobias, es otro impacto negativo de esta línea de tratamiento. Impacto que se puede minimizar, procediendo a la cobertura de estas lagunas, para la captación del biogás generado y su posterior quema en una antorcha. Estequiométricamente, la generación de metano se eleva a 350 L/kg DQO eliminado, medidos en condiciones normales de presión y temperatura.

Una deficiente impermeabilización del vaso de las lagunas (especialmente de las anaerobias) puede provocar una importante contaminación de las aguas subterráneas.

La posible proliferación de mosquitos se minimiza si la instalación se diseña correctamente y se somete a las operaciones de explotación y mantenimiento recomendadas, retirando periódica los flotantes y eliminando de la vegetación que crece en los bordes de las lagunas.

Por lo demás, una línea de tratamiento basada en Lagunas de Estabilización, correctamente diseñada y operada, ejerce impactos ambientales positivos, posibilitando la creación de hábitats adecuados para la vida de determinadas especies animales, especialmente las avícolas.

Influencia de las características del terreno

Como consecuencia de los elevados requisitos de superficie que se requieren para el emplazamiento de esta línea de tratamiento, las características del terreno disponible juegan un importante papel a la hora de su selección.

Dado que las lagunas se suelen construir por excavación en el terreno y que precisan la impermeabilización de su confinamiento, los terrenos fáciles de excavar, de naturaleza impermeable y con un nivel freático bajo, son los que reúnen las mejores condiciones para la acogida de esta línea de tratamiento.

Adicionalmente, el poder disponer de terrenos con pendientes moderadas, facilita el discurrir de las aguas por las distintas lagunas que componen la línea de tratamiento sin necesidad de recurrir a bombeos, con el consiguiente ahorro en los costos de operación y mantenimiento de la PTAR.

Estimación de la superficie necesaria

De acuerdo con lo expuesto anteriormente para el dimensionamiento de esta línea de tratamiento, así como con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Pretratamiento: por debajo de los 20.000 habitantes es de limpieza manual y consta de una reja de desbaste de 3 cm de paso y de un desarenador estático. Por encima de esta población, se implanta un pretratamiento mecanizado, que consta de: un desbaste dispuesto en doble canal, con rejas mecanizadas en uno de ellos de 3 y 1 cm, dispuestas en serie, y con una reja de limpieza manual en el canal de by-pass, de 3 cm de paso y un desarenador-desengrasador, con extracción mecanizada de las arenas y las grasas.

- Lagunas Anaerobias:

  - Se han dimensionado con tiempos de retención hidráulica de 3, 2 y 1,5 días, en el Altiplano, Valles y Llanos, respectivamente.

  - Su profundidad útil es de 4,5 m.

  - Se deja un resguardo de seguridad de 0,5 m en lagunas menores de 1 ha y de 1,0 m en las mayores.

  - Las lagunas con un volumen útil inferior a 1.800 m^3 se construyen en hormigón y presentan paredes verticales, las lagunas mayores se construyen por excavación en el terreno y presentan taludes interiores de 1/2 (vertical/horizontal).

  - La relación largo/ancho es de 2/1.

- Lagunas Facultativas:

  - Se han dimensionado con tiempos de retención hidráulica de 20, 15 y 10 días, en el Altiplano, Valles y Llanos, respectivamente.

  - Su profundidad útil es de 1,8 m.

- Se deja un resguardo de seguridad de 0,5 m en lagunas menores de 1 ha y de 1,0 m en las mayores.
- Los taludes interiores presentan pendientes interiores de 1/2 (vertical/horizontal).
- La relación largo/ancho es de 3/1.

- En lo referente al número de lagunas adoptadas en función del tamaño de la población servida y de la zona ecológica, esta información se presenta en la Tabla 7.24.

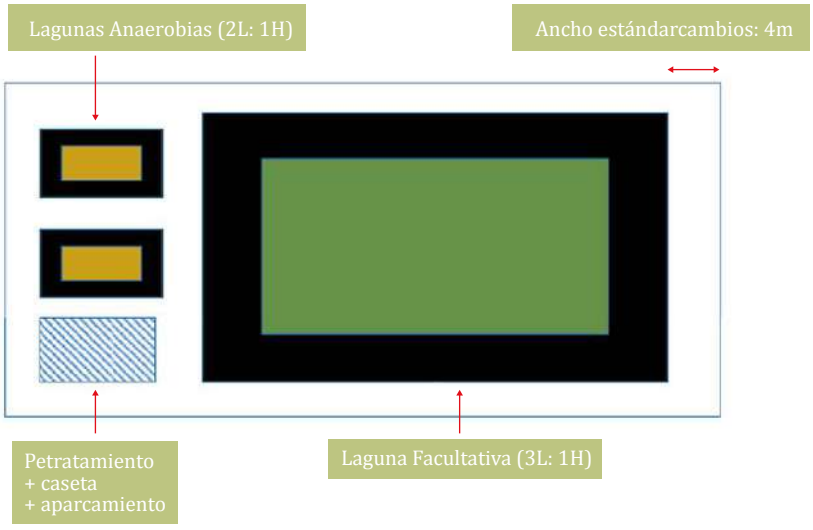
Tabla 7.24. Número de líneas adoptadas en función de la zona ecológica y la población servida.

Zona ecológica	Unidades	Habitantes					
		1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano	Lagunas Anaerobias	1	1	1	1	2	3
	Lagunas Facultativas	1	1	1	1	1	2
Valles	Lagunas Anaerobias	1	1	1	1	1	2
	Lagunas Facultativas	1	1	1	1	1	2
Llanos	Lagunas Anaerobias	1	1	1	1	1	1
	Lagunas Facultativas	1	1	1	1	1	1

- No se tienen en cuenta la superficie necesaria para el tratamiento de lodos en exceso, que se establece en el Capítulo 11 de la presente guía.

- La disposición de los diferentes elementos del proceso depurador sigue la configuración siguiente:

7.50. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para la línea de tratamiento, para las diferentes zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos se han estimado los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (m^2/hab), capacidad de tratamiento ($m^2/m^3/d$) y carga tratada (m^2/kg DBO_5/d). Estas estimaciones se muestran en las gráficas siguientes:

Figura 7.51. Requisitos de superficie por habitante servido

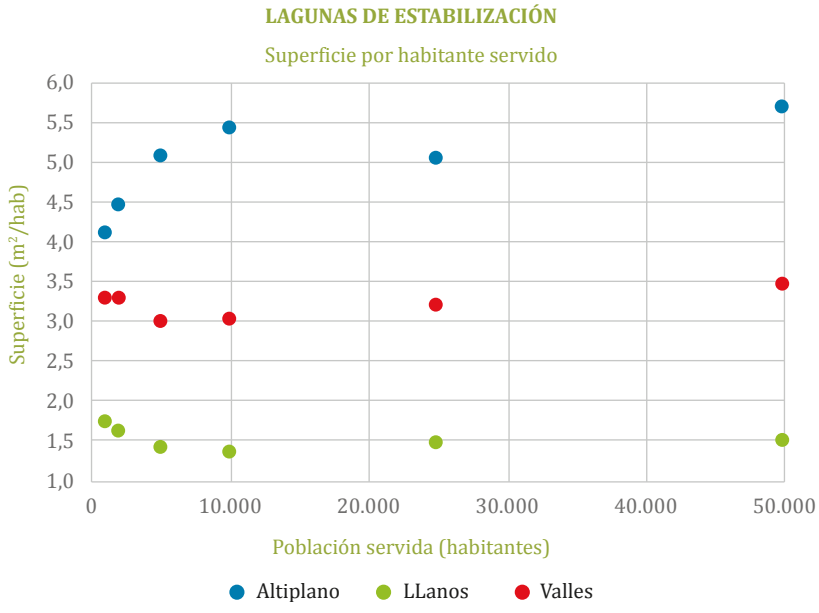


Figura 7.52. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

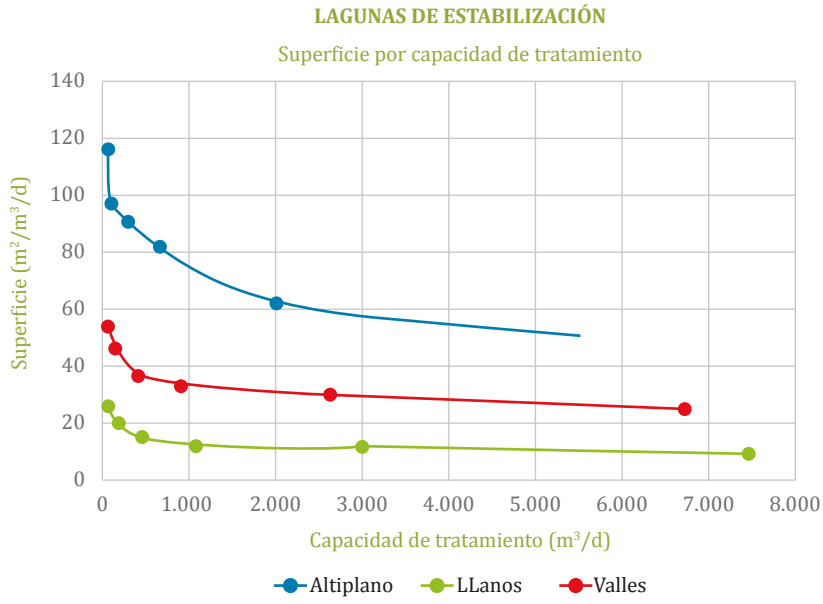
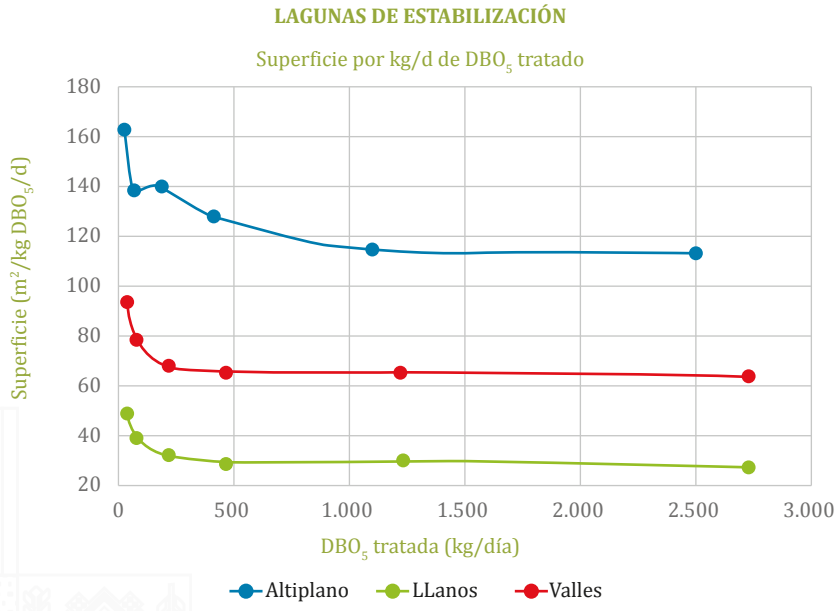


Figura 7.53. Requisitos de superficie por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



Como se observa en la figura 7.51, las curvas que se obtienen no siguen la tendencia clásica, consecuencia de la economía de escala, que conlleva a que los requisitos de superficie disminuyan con el tamaño de la población tratada. Ello tiene su origen en la disparidad de los valores de las dotaciones (L/hab/d) y de las cargas unitarias (g DBO_5/hab/d), que se dan en las diferentes zonas

ecológicas (especialmente en el Altiplano) y para los tamaños de población considerados (ver Tablas 5.2 y 5.3).

Cuando se representan los requisitos de superficie en función de la capacidad de tratamiento de la PTAR (m^2m^3/d) (Figura 7.52), o de la carga tratada ($m^2/kg\ DBO_5/d$) en la PTAR (Figura 7.53), se obtienen curvas con formas más acorde a lo que es habitual, especialmente en el primero de los casos.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.51 se han desglosado en la Tabla 7.25 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, representan las láminas de agua de las etapas anaerobia y facultativa.

Tabla 7.25. Porcentajes de superficie ocupada por las láminas de agua de las etapas anaerobia y facultativa, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por las láminas de agua de las lagunas Anaerobias/Facultativas					
Altiplano	2/46	2/54	4/54	4/58	4/66	4/66
Valles	2/42	2/51	3/58	3/61	4/60	4/62
Llanos	2/32	3/41	3/50	4/56	6/54	5/59

Se observa, que en el Altiplano la superficie ocupada por la lámina de agua de la etapa facultativa es la que representa un mayor porcentaje sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento. Este porcentaje decae (en general) en los Valles y, especialmente, en los Llanos.

Estimación de los costos de construcción

De acuerdo con lo expuesto anteriormente para el dimensionamiento de esta línea de tratamiento y con las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta que para la impermeabilización de las lagunas se recurre en empleo de láminas de PEAD de 1 mm de espesor, se han confeccionado las curvas siguientes que representan, para las diferentes zonas ecológicas y tamaños de población considerados, los costos de construcción

de la línea de tratamiento por habitante servido (Bs/hab), volumen tratado de aguas residuales (Bs/m^3/d) y carga tratada (Bs/kg DBO_5/d).

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Figura 7.54. Costos de construcción por habitante servido.

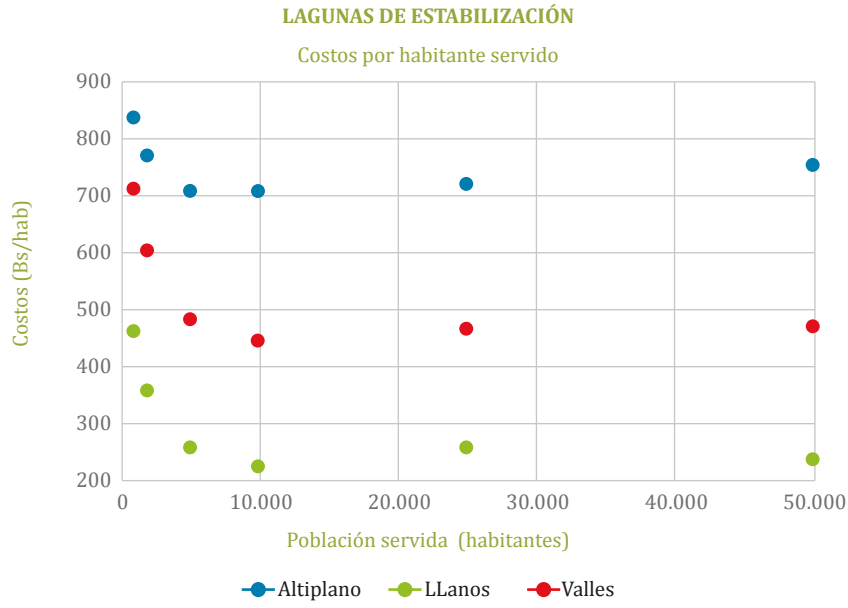


Figura 7.55. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

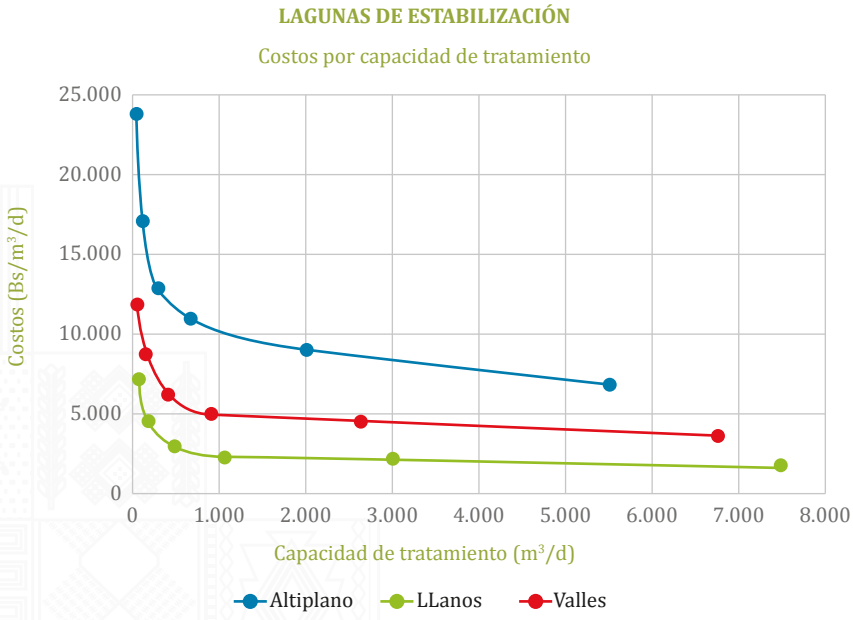
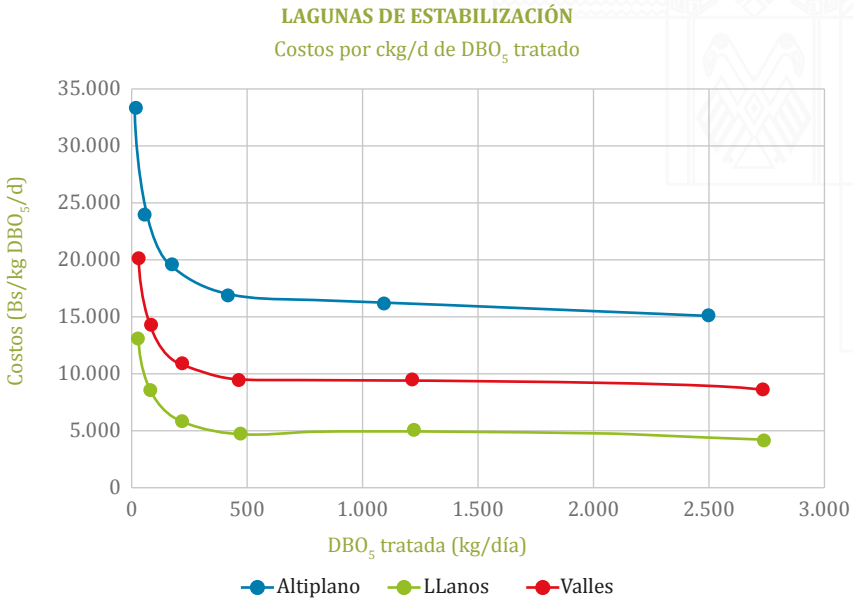


Figura 7.56. Costos de construcción por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



Las distorsiones que se observan en los costos por habitante servido, especialmente en el Altiplano, tienen la misma explicación que en el caso de las superficies.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.54, se han desglosado en la Tabla 7.26 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: movimiento de tierras, caminos perimetrales, impermeabilización, cerramiento y pretratamiento.

Tabla 7.26. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Movimiento de tierras	22	30	37	43	44	48
Caminos perimetrales	16	14	11	8	6	5
Impermeabilización de las lagunas	9	11	15	17	17	18
Cerramiento	23	19	14	10	6	4
Pretratamiento	10	6	3	1	8	4
Valles						
Movimiento de tierras	19	27	35	41	41	45
Caminos perimetrales	17	15	12	10	6	6
Impermeabilización de las lagunas	8	10	13	15	16	17
Cerramiento	24	21	16	12	8	5
Pretratamiento	12	7	4	2	10	7
Llanos						
Movimiento de tierras	12	19	28	35	32	39
Caminos perimetrales	17	17	15	13	8	6
Impermeabilización de las lagunas	5	7	10	12	12	14
Cerramiento	27	24	20	16	10	7
Pretratamiento	19	12	7	4	19	13

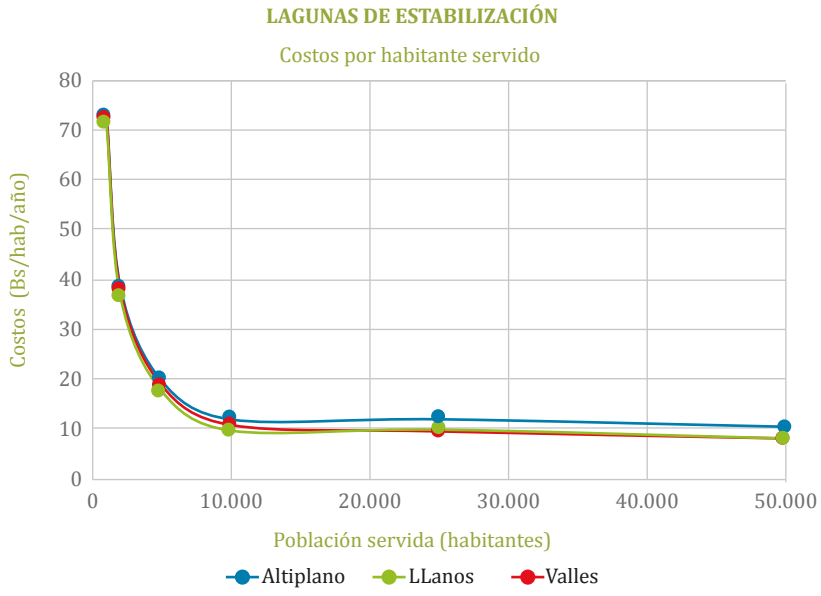
Se observa que:

- Los porcentajes de costos del movimiento de tierras y de la impermeabilización de las lagunas se incrementan al incrementarse el tamaño de la población servida.
- Los porcentajes de costos de los caminos perimetrales y del cerramiento disminuyen al incrementarse el tamaño de la población servida.
- Los porcentajes costos del pretratamiento disminuyen de 2.000 a 10.000 habitantes, para incrementarse de nuevo a partir de los 25.000 habitantes. Esto tiene su justificación en el hecho de que por debajo de los 20.000 se recurre a pretratamientos de limpieza manual y, por encima de esta población, se emplean pretratamientos de limpieza mecanizada.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3, se han confeccionado las siguientes curvas que representan, para las diferentes zonas ecológicas y tamaños de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año).

Figura 7.57. Costos de operación y mantenimiento por habitantes servidos.



Como se observa, al representar los costos de operación y mantenimiento en función de los habitantes servidos para las distintas zonas ecológicas, no se obtienen las distorsiones que aparecen el caso de los requisitos de superficie y de los costos de construcción y, además, se obtienen costos muy similares.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura, se han desglosado en la Tabla 7.27 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de las labores de operación y mantenimiento, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento.

Tabla 7.27. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Personal	73,8	69,9	54,8	45,9	33,9	29,9
Energía	-	-	-	-	11,6	11,0
Mantenimiento y operación	9,8	13,9	21,1	32,0	43,0	45,6
Transporte y evacuación de residuos y subproductos	0,4	1,0	2,3	4,3	4,5	5,9
Control analítico	16,0	15,2	21,8	17,8	7,1	7,7
Valles						
Personal	74,3	71,2	57,9	51,3	37,6	34,3
Energía	-	-	-	-	12,8	12,6
Mantenimiento y operación	9,0	12,0	16,2	23,5	36,2	37,0
Transporte y evacuación de residuos y subproductos	0,6	1,4	2,9	5,4	5,6	7,4
Control analítico	16,1	15,4	23,0	19,9	7,9	8,9
Llanos						
Personal	75,6	73,6	61,6	57,2	41,5	39,2
Energía	-	-	-	-	14,2	14,4
Mantenimiento y operación	7,4	9,0	10,9	14,7	29,5	28,0
Transporte y evacuación de residuos y subproductos	0,6	1,4	3,1	6,0	6,2	8,4
Control analítico	16,4	16,0	24,4	22,2	8,7	10,1

Se observa que a medida que crece la población servida, disminuyen los porcentajes de costos correspondientes al personal, mientras, que por el contrario, se incrementan los porcentajes de costos relacionados con el mantenimiento y operación y con el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

Los costos de la energía por encima de los 10.000 habitantes, se corresponden con los consumos eléctricos de los pretratamientos mecanizados, que se implantan por a partir de los 20.000 habitantes

7.3.7 Características constructivas

Si bien la línea de tratamiento propuesta carece de Lagunas de Maduración, se ha considerado de interés describir también las características constructivas de este tipo de lagunas. Todas las recomendaciones que se muestran en lo relativo a la excavación e impermeabilización de las lagunas, son de aplicación en el resto de las líneas de tratamiento, que requieran de estas actividades.

El confinamiento

- Como paso previo a la construcción del confinamiento de las lagunas debe determinarse la máxima altura del nivel freático (en tiempo de lluvias) y deben medirse las siguientes propiedades del terreno: distribución del tamaño de las partículas, máxima densidad seca y contenido de humedad óptimo (test Próctor modificado), límites de Atterberg, contenido orgánico y coeficiente de permeabilidad.

- Los taludes interiores de las lagunas serán de 1/2 a 1/3 (vertical/horizontal).

- Los taludes exteriores de las lagunas serán de 1/1,5 a 1/2 (vertical/horizontal).

- La profundidad de la lámina de agua en las diferentes lagunas será de:

  - Lagunas Anaerobias: 3,0-5,0 m

  - Lagunas Facultativas: 1,5-2,0 m

  - Lagunas de Maduración: 0,8-1,2 m. Si bien, se tienen experiencias positivas en la zona boliviana de los Llanos operando con profundidades útiles de hasta 1,5 m.

- Las relaciones largo/ancho en las diferentes lagunas será de:

  - Lagunas Anaerobias: entre 1 y 3.

  - Lagunas Facultativas: entre 2 y 4 en las Primarias, en las Lagunas Facultativas Secundarias hay una mayor flexibilidad.

  - Lagunas de Maduración: entre 1 y 5 para las lagunas dispuestas en serie y de más de 10 para las lagunas tabicadas.

- Se deben evitar las lagunas alargadas en exceso, dado que ello provoca sobrecargas en la zona de entrada.

- En las lagunas con una superficie de lámina de agua inferior a una hectárea se dejará un resguardo de seguridad de 0,5 m. En las lagunas mayores a esta superficie este resguardo será de 1,0 m.

- La tierra que se emplee para la construcción de los diques debe compactarse en capas de 150-200 mm al 90% de la densidad seca máxima, determinada por el ensayo del Próctor modificado.

- Durante la compactación se produce una reducción del 10-30% del volumen de las tierras, por lo que la excavación estimada debe tener esto en cuenta. Después de la compactación, el terreno debe tener un coeficiente de permeabilidad, determinado "in situ"$<10^{-7}$ m/s.

- Si el terreno donde se van a ubicar las lagunas presenta una baja permeabilidad, para su impermeabilización bastará con proceder a compactarlo, en caso contrario será necesario proceder a su impermeabilización, recurriendo al empleo de arcillas o bentonitas (que se irán compactando por capas, en capas de unos 10 cm de espesor), o utilizando láminas plásticas, recomendándose espesores no inferiores a 1 milímetro.

- Para evitar punzamientos, por las piedras del propio terreno, se recomienda que por debajo de la lámina plástica se disponga una lámina de geotextil de 150-300 g/cm^2, o que se extienda una capa de arena.

- En la impermeabilización del confinamiento mediante lámina plástica debe controlarse exhaustivamente las soldaduras entre las láminas (por aire caliente o por compuestos químicos) y el buen anclaje de las láminas al terreno.

- Cuando se empleen láminas plásticas para la impermeabilización de las lagunas, debe dejarse implantado bajo la misma una red de drenaje, que permita recoger el agua de las posibles fugas, al objeto de evitar abombamientos de la lámina plástica como consecuencia de los gases generados en la descomposición anaerobia de las aguas de estas fugas.

- En aquellos casos en los que se logre la impermeabilización de las lagunas exclusivamente por compactación, los taludes interiores en contacto con el agua deben protegerse de las olas, de la erosión y del crecimiento de la vegetación, que favorece el desarrollo de mosquitos. El tipo de protección más común consiste en el empleo de piedras de 15-20 cm de tamaño, losas de hormigón ligeramente reforzadas con espesores de 7-13 cm y losas de hormigón o mortero reforzado. Esta protección debe extenderse, al menos, 0,4 m por encima y por debajo del nivel del agua en las lagunas. En el resto de los taludes, para protegerlos de la erosión, puede disponerse piedra machacada.

- En el caso de terrenos inclinados, se debe prestar atención a la orientación en la que se disponen las lagunas, al objeto de evitar que las primeras lagunas hagan sombra a las que las siguen.

- Para la correcta orientación de las lagunas deben analizarse los vientos dominantes en la zona, para evitar que se creen caminos preferenciales en el discurrir de las aguas que contienen. Aunque no existe un consenso total sobre este tema, prevalece la opinión de que es preferible que los vientos dominantes soplen en la dirección salida-entrada de las lagunas.

- Se deben evitar las formas geométricas de las lagunas que favorezcan la aparición de zonas muertas y de caminos preferentes.

- En lo referente a la distribución de las lagunas: si son varias las Lagunas Facultativas, estas deben ir en paralelo, no en serie, al objeto de repartir la carga a tratar, no sobrecargando la zona de entrada. Por el contrario, en el caso de las Lagunas de Maduración, estas deben ir en serie para favorecer el modelo de flujo pistón, que es más eficiente en la eliminación de patógenos.

- La coronación de las lagunas debe presentar un ancho que permita la circulación del personal y de vehículos, debiendo estar compactada adecuadamente para evitar su deterioro debido al tránsito. El ancho mínimo de la coronación será de 1,5 m, siendo lo habitual trabajar con 2-4 m.

- Si la extracción de los lodos acumulados en el fondo de las laguas va a efectuarse en seco, debe dejarse preparada una rampa en el talud, que permita la entrada y salida de maquinaria al interior de las lagunas.

- En el movimiento de tierras se debe intentar equilibrar las excavaciones con los rellenos.

- Debe evitarse la existencia de árboles próximos a las lagunas y de cualquier impedimento que dificulte la aireación natural de las mismas por acción del viento.

- A la entrada y salida de las lagunas que integren la planta de tratamiento se debe contar con puntos que permitan la toma de muestras y la medición de caudales.

- Para minimizar los posibles impactos olfativos las lagunas deben ubicarse alejadas de los núcleos de población, teniendo en cuenta la dirección de los vientos dominantes. En el caso de implantar lagunas anaerobias se recomienda una distancia mínima a zonas habitadas de 500 m *(von Sperling y Chernicharo, 2005).* A este respecto, la Guía Técnica de Diseño y Ejecución de Proyectos de Agua y Saneamiento con Tecnologías Alternativas *(VAPSB, 2011),* recoge que *"para minimizar los impactos ambientales en las poblaciones circunvecinas, las lagunas facultativas se recomiendan estar instaladas a una distancia de 500-1.000 m respectos a los centros poblados. En el caso de lagunas anaeróbicas las distancias deberán ser mayores .*

- Por motivos de seguridad las lagunas deben estar valladas y señalizadas y disponer de flotadores y cuerdas, dispuestas sobre los taludes interiores, en su perímetro.

Los elementos de entrada y salida

- Las aguas antes de su entrada en la primera de las lagunas, debe someterse a una etapa de pretratamiento, integrada, al menos, por una etapa de desbaste y una de desarenado.

- Tras el pretratamiento se dispondrá un elemento para la medición de los caudales afluentes.

Dispositivos de entrada a las lagunas

- Los dispositivos de entrada a las lagunas deberán:

- Garantizar una homogeneización del líquido contenido en los confinamientos, evitando la aparición de zonas muertas y cortocircuitos, que repercuten negativamente en los rendimientos de las Lagunas de Estabilización.

- Encontrarse sumergidos por debajo de la lámina de agua de las lagunas para evitar el desprendimiento de malos olores, sobre todo en el caso de las Lagunas Anaerobias.

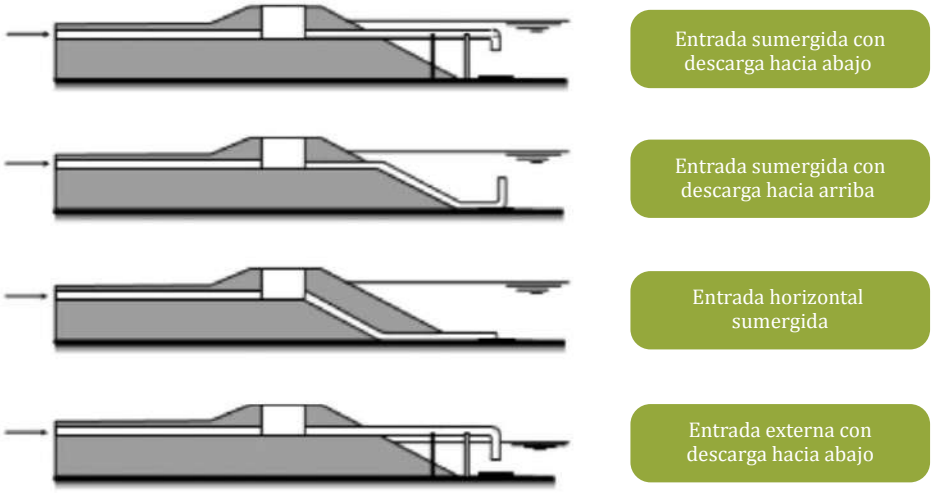
- Evitar la erosión de los taludes y del fondo de las lagunas (para evitar esto último, se dispone una losa de hormigón debajo de la tubería de alimentación).

- Solo las lagunas de pequeño tamaño contarán con un único punto de alimentación. El resto, contarán con varias entradas, distantes unas de otras un máximo de 50 m.

- Los puntos de alimentación a las lagunas y de evacuación de efluentes se ubicarán los más lejanos posible, evitando caminos preferenciales.

- La Figura 7.58 muestra distintas configuraciones de los dispositivos de entrada a las lagunas *(Jordao y Pessoa, 1995)*. En el caso de las tuberías de alimentación dispuestas en el fondo de las lagunas, estas pueden sufrir problemas de obstrucciones como consecuencia de sedimentaciones, por lo que no se aconsejan.

Figura 7.58. Dispositivos de entrada a las lagunas.



- Deben preverse by-pass que permitan realizar las operaciones de retirada de lodos, sin que sea necesario parar toda la línea de tratamiento.

Dispositivos de salida de las lagunas

- En el diseño de los dispositivos de salida de las lagunas deben tenerse en consideración los siguientes aspectos *(Jordao y Pessoa, 1995; Mara et al., 1992):*

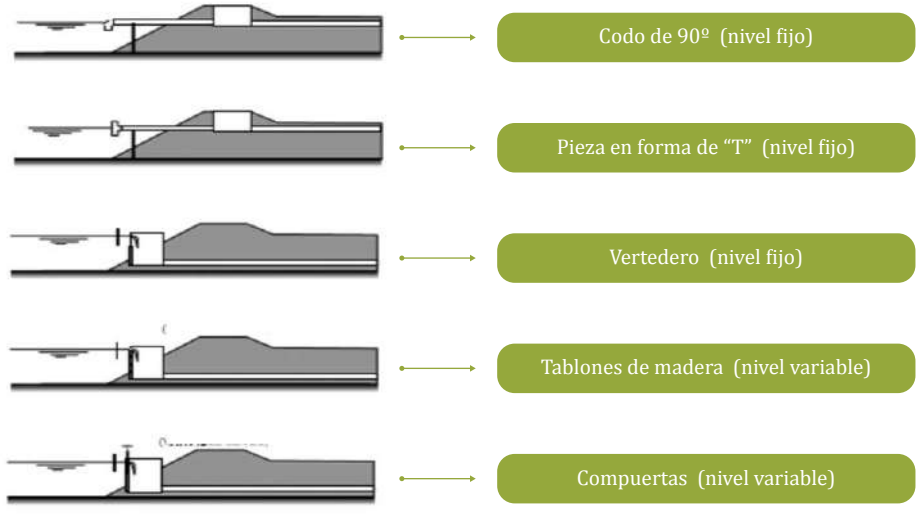
  - Las salidas de las lagunas no deben disponerse alineadas con las entradas para evitar cortocircuitos.

  - Los dispositivos de salida pueden mantener fijo, o variable, el nivel de la lámina de agua en las lagunas. Los dispositivos de nivel variable son los más recomendados, al permitir una mayor flexibilidad de operación.

  - Las salidas deben contar con baffles, para evitar el paso de flotantes de una laguna a otra. Se aconseja que las profundidades de estos baffles, por debajo de la lámina de agua, sean de: 30 cm en el caso de las Lagunas Anaerobias; 60 cm en el caso de las Lagunas Facultativas y de 5 cm para las Lagunas de Maduración.

La Figura 7.59 muestra diferentes tipos de dispositivos de salida de las aguas tratadas en las lagunas.

Figura 7.59. Dispositivos de salida de las lagunas.



- El acceso a la zona de salida de las lagunas debe facilitar las operaciones de tomas de muestras, mediciones de caudal y permitir modificaciones en el nivel de salida de los efluentes, en su caso.

- En las estructuras de salida deben implantarse sistemas de evacuación que permitan el vaciado completo del contenido de las lagunas.

7.3.8 Operación y mantenimiento

Si bien la línea de tratamiento propuesta carece de Lagunas de Maduración, se ha considerado de interés describir también las labores de operación y mantenimiento de este tipo de lagunas.

- Las labores de operación y mantenimiento de la etapa de pretratamiento ya se han detallado en el apartado 6.3.5.

- La observación diaria (visual y olfativa) de las lagunas permite determinar, de forma aproximada, pero eficaz, si operan o no correctamente. En las Lagunas Anaerobias una coloración en superficie gris-negruzca y la presencia de abundante burbujeo son reflejo de un buen funcionamiento. Por el contrario, la aparición en las mismas de microalgas, o de tonalidades rosáceas, son síntomas de que se está alimentado a las lagunas con una carga inferior a la de diseño.

- Una coloración verdosa y la ausencia de burbujeo son síntomas de un buen funcionamiento de las Lagunas Facultativas y de Maduración, mientras que la aparición de tonalidades rosáceas indicará que estas lagunas están recibiendo una carga superior a la de diseño, o una elevada cantidad de sulfatos. Otro síntoma del buen funcionamiento de estos dos tipos de lagunas es la ausencia de olores desagradables

- Quincenalmente en las instalaciones de menor tamaño (menos de 5.000 habitantes) y semanalmente en las mayores, se procederá a la retirada de los flotantes que aparezcan en la superficie de las lagunas. Para ello, se hará uso de un recoge hojas de piscina y se aprovecharán los momentos en que los vientos reinantes acumulen estos flotantes en los bordes. Los flotantes retirados se recogerán en un contenedor de residuos, para su posterior envío a relleno sanitario. Si bien esta operación es necesaria en Lagunas Facultativas y de Maduración, pues la existencia de flotantes hará que sea menor la eficiencia del proceso

de tratamiento, al dificultar la penetración de la luz solar en la masa de agua, en el caso de las Lagunas Anaerobias no es tan crítica la presencia de flotantes, e incluso puede ser positiva para el proceso en los climas más frío, al amortiguar la pérdida de calor de su contenido.

- Con periodicidad anual se procederá a determinar el espesor de los lodos acumulados en el fondo de las lagunas ubicadas en cabecera del tratamiento. Para ello se hará uso de una pértiga de longitud suficiente, en la que en uno de sus extremos se fijará firmemente un paño blanco. Se introducirá la pértiga en las lagunas hasta llegar a tocar el fondo y al extraerla, quedará marcado en negro el nivel de los lodos acumulados. La determinación del nivel de lodos deberá hacerse en varios puntos de cada laguna (al menos entrada y salida), al objeto de poder obtener un valor medio. De acuerdo con *von Sperling (2016)* la frecuencia aproximada con la que debe procederse a la extracción de los lodos acumulados en el fondo de los diferentes tipos de lagunas, es la siguiente:

Tabla 7.28. Frecuencia para la extracción de los lodos acumulados en las diferentes lagunas.

Tipo de lagunas	Frecuencia de extracción de lodos (años)
Anaerobias	≤ 7
Facultativas Primarias	≥ 15
Facultativas Secundarias	≥ 15
de Maduración	≥ 20

- La extracción de los lodos acumulados en las lagunas puede efectuarse tanto en seco, como en húmedo (Figura 7.60). En el primero de los casos es preciso dejar fuera de operación la laguna, extraer la fracción líquida y dejar que se sequen los lodos, antes de su extracción haciendo uso de maquinaria. Para la extracción de los lodos en húmedo se hace uso de un equipo de bombeo, dispuesto en una estructura flotante, que se va desplazando por la superficie de la laguna. Esta segunda modalidad no requiere dejar fuera de operación la laguna, que puede seguir funcionando mientras se extraen los lodos acumulados en su fondo. En este caso la extracción de lodos puede hacerse cuando el nivel de lodos alcance un tercio de la lámina de agua, o extrayendo una cantidad anualmente.

Figura 7.60. Extracción en seco y húmedo de lodos acumulados en lagunas.

- Las labores de mantenimiento incluyen también: la limpieza de las arquetas de entrada y salida de las lagunas; la reparación, relleno y compactación de las hendiduras que puedan aparecer en los taludes de tierra; la reparación de las roturas que aparezcan en las láminas plásticas de impermeabilización; la eliminación de la vegetación en las zonas de los taludes próximas al nivel de agua (como medida preventiva contra la proliferación de mosquitos), mediante el uso de herbicidas o manualmente; el control del buen estado del cerramiento y el control de roedores que puedan dañar los taludes y la impermeabilización de las lagunas.

7.3.9 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Lagunas de Estabilización, cabe destacar las siguientes:

- Facilidad constructiva, siendo el movimiento de tierras la actividad principal.
- Consumo energético nulo, si el agua residual llega por gravedad hasta la estación de tratamiento.
- Ausencia de averías electromecánicas al carecer de equipos electromecánicos.
- Mantenimiento sencillo, que se limita a retirar los residuos del pretratamiento y a mantener las superficies de las lagunas libres de flotantes para evitar la proliferación de mosquitos. Además, la simple observación visual y olfativa de las distintas lagunas permite estimar su estado operativo.

- Escasa producción de lodos, experimentando estos una alta mineralización a consecuencia de los elevados tiempos de retención en las lagunas anaerobias, lo que facilita su manipulación y evacuación.
- Gran inercia, por los elevados volúmenes, y por tanto largos tiempos de retención.
- Alto poder de inactivación de microorganismos patógenos, que puede llegar a 4-5 unidades logarítmicas.
- Buena integración medioambiental si se operan correctamente.

Entre los inconvenientes deben destacarse:

- Elevados requisitos de terreno para su construcción.
- Su construcción puede verse desaconsejada en zonas frías o de baja radiación solar.
- Generación de olores desagradables en las Lagunas Anaerobias, si bien, estos olores pueden minimizarse y quedar circunscritos a las inmediaciones de estas lagunas si se diseñan y operan correctamente.
- Posible proliferación de mosquitos.
- Pérdidas de agua por evaporación y aumento de la salinidad en los efluentes tratados.
- Elevadas concentraciones de sólidos en suspensión en los efluentes finales, como consecuencia de la proliferación de las microalgas.
- La extracción de los lodos acumulados en el fondo de las lagunas es compleja.
- Riesgo de contaminación de acuíferos por infiltraciones en caso de que la impermeabilización del sistema no sea la adecuada.
- En las Lagunas Anaerobias (salvo que se cubran) se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero.

Referencias bibliográficas

Abdel-Razik (1991). Dynamic modeling of facultative waste stabilization ponds. PhD Thesis. Imperial College.

Arceivala (1981). Wastewater treatment and disposal. Marcel Dekker, New York.

Crites y Tchobanoglous (2000). Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados. ISBN: 958-41-0041-6. McGraw-Hill.

EPA (1983). Design manual. Municipal wastewater stabilization ponds. United States Environmental Protection Agency.

Jordao y Pessoa (1995). Tratamento de esgotos domésticos. ABES, 3ª ed.

Mara, D. (1976). Sewage Treatment in Hot Climates. John Wiley&Sons. Londres.

Mara, D. (1997). Design manual for waste stabilization ponds in India. Lagoon Technology International Ltd. Leeds.

Mara, D., Pearson H. (1998). Design Manual for Waste Stabilization Ponds in Mediterranean Countries. Lagoon Technology International, Leeds (England).

MARM (2010). Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. ISBN: 978-84-491-1071-9.

MARN (2016). 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.

Metcalf&Eddy (1998). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. ISBN: 84-481-1607-0.

MOPT (Ministerio de Obras Públicas y Transportes (1991). Depuración por lagunaje de aguas residuales. Manual de operadores. Monografías de la Secretaría de Estado para las Políticas del Agua y el Medio Ambiente. Centro de Publicaciones del MOPT (Madrid).

Reed, S., Crites, S., Middlebrooks, E. (1995). Natural Systems for Waste Management and Treatment. 2nd Edition. McGraw-Hill, New York.

Rojo, E. (1988). Aspectos biológicos del lagunaje. Consejería de Política Territorial y Obras Públicas de la Comunidad Autónoma de la Región Murciana. ISBN: 84-505-7261-4.

Romero, J. A. (1999). Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización. Escuela Colombiana de Ingeniería. Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V. (México D.F.).

Soares, J., Silva, S.A., Oliveira, R., Araújo, A.L.C., Mara, D.D., Pearson, H.W. (1995). Ammonia removal in pilot-scale WSP complex in Northeast Brazil. In:3rd IAWQ International Specialist Conference. Waste stabilization ponds: technology and applications. Joao Pessoa, PA, Marzo 1995.

VAPSB (2011). Guía Técnica de Diseño y Ejecución de Proyectos de Agua y Saneamiento con Tecnologías Alternativas.

von Sperling, M. (1999). Performance evaluation and mathematical modeling of coliform die-off in tropical and subtropical waste stabilization ponds. Water Research, 33 (6). Pp. 1435-1488.

von Sperling, M., Chernicharo, C. (2005). Biological Wastewater Treatment in Warm Climates Regions. ISBN: 1 843339 002 7. Published by IWA Publishing. London, UK.

von Sperling, M. (2016). Sistemas de Lagunaje. Curso Iberoamericano sobre Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones Depuradoras. Madrid, septiembre 2016.

von Sperling, M., Coraucci, B., Olinto, I., Passos, R. (2009). Remoção de Nutrientes em Sistemas Naturais. Capítulo 9 de: *Nutrientes de esgoto sanitário: utilização e remoção* .

WPCF (1990). Natural systems for wastewater treatment. Manual of Practice FD-16. Water Pollution Control Federation. Alexandria.

WHO (1987). Wastewater Stabilization Ponds. Principles of Planning and Practice. WHO EMRO Technical Publication nº 10. World Health Organization, Regional Office for the Eastern Mediterranean, Alexandria.

7.4 Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial

7.4.1 Fundamentos

Los Humedales Artificiales son sistemas de tratamiento de las aguas residuales que reproducen los mecanismos de eliminación de las sustancias contaminantes que se dan en las zonas húmedas naturales.

Las principales diferencias con los humedales naturales estriban en que:

- El confinamiento de los Humedales Artificiales se construye con medios mecánicos y posteriormente se impermeabiliza para evitar infiltraciones al subsuelo.

- Para el enraizamiento de las plantas se emplean sustratos diferentes al terreno original.

- Se seleccionan los tipos de plantas que van a colonizar los humedales.

En este tipo de tratamiento la depuración de las aguas residuales tiene lugar al hacerlas pasar por zonas húmedas artificiales en las que se dan, conjuntamente, procesos de carácter físico, químico y biológico. Se puede definir, por tanto, la tecnología de Humedales Artificiales como un ecosistema complejo, en el que participan *(Vymazal, 2008; Kadlec et al., 2009):*

- El agua residual a tratar, que se desplaza a través del sustrato filtrante y de la vegetación implantada.

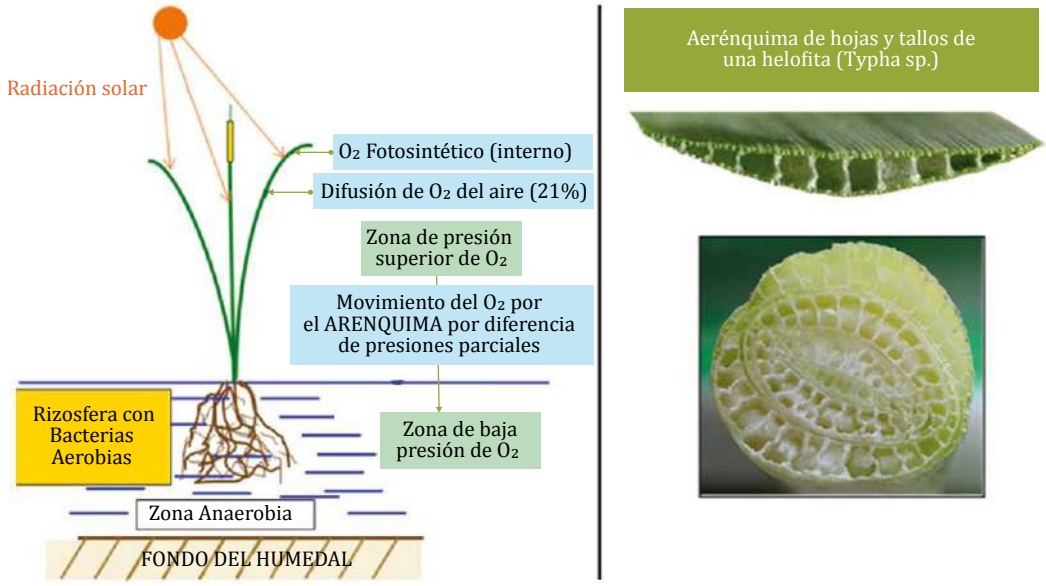
- El medio filtrante, que sirve de soporte a la zona radicular de la vegetación y sobre el que se fija la población bacteriana (en forma de biopelícula), que participa en la mayoría de los procesos por los que se eliminan los contaminantes presentes en las aguas a tratar.

- Las plantas emergentes acuáticas (helófitas), que proporcionan superficie para la formación de la biopelícula, provocan la filtración y adsorción de los constituyentes del agua residual y contribuyen a la oxigenación del medio filtrante y a la eliminación de nutrientes. Asimismo, la vegetación permite una buena integración paisajística de estos sistemas de tratamiento.

La vegetación que se implanta en los Humedales Artificiales es la misma que se encuentra en las zonas húmedas naturales, plantas acuáticas emergentes (totoras, juncos, carrizos, aneas, etc.), que se desarrollan arraigadas al suelo, en aguas poco profundas y que presentan tallos y hojas que sobresalen de la superficie del agua hasta 2-3 m.

Este tipo de plantas toleran bien las condiciones de escasez de oxígeno que se dan en los suelos encharcados, al disponer de canales internos o zonas de aireación (aerénquima), que facilitan la difusión del oxígeno atmosférico, desde las partes aéreas de las plantas hasta su zona radicular (Figura 7.61) *(Fernández, 2014)*. Además, presentan una elevada productividad (50-70 toneladas de materia seca/ha/año) *(Martín, 1989)*.

Figura 7.61. Mecanismo de aporte de oxígeno a la zona radicular de las helófitas.



En función de que las aguas que circulan por este tipo de humedales lo hagan por encima del medio filtrante, o a través de este, se distingue entre Humedales Artificiales de Flujo Superficial (o de Flujo Libre) y de Flujo Subsuperficial, respectivamente.

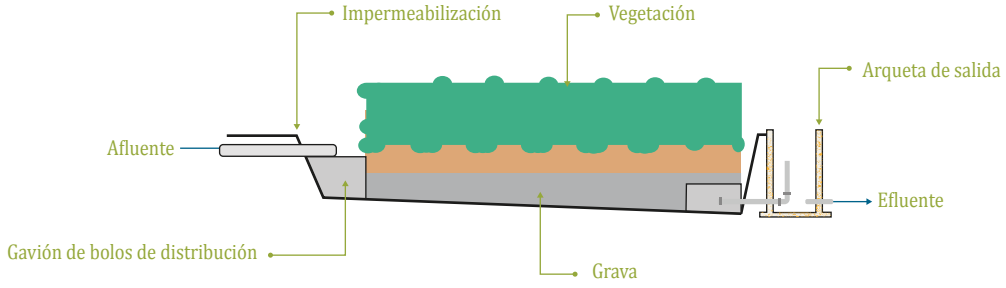
En este capítulo se abordan los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, mientras que los de Flujo Superficial, que tienen su aplicación principal como tratamiento terciario, se tratan en detalle en el Capítulo 9 de la presente guía.

En los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, las aguas residuales objeto de tratamiento discurren subterráneamente a través del medio filtrante (grava, gravilla), por lo que no son visibles, lo que evita la aparición de malos olores y de insectos y el contacto con las personas, a la vez que proporciona al sistema de tratamiento, en los momentos fríos del año, cierta protección térmica.

De acuerdo con la dirección con la que circulan las aguas a tratar a través del medio filtrante, dentro de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, se distingue entre Humedales de Flujo Horizontal y de Flujo Vertical.

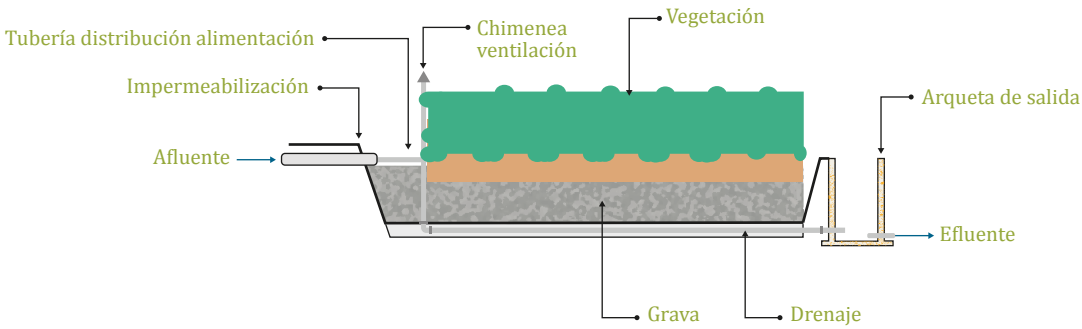
En el caso de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal (Figura 7.62), las aguas atraviesan horizontalmente un medio filtrante, de gravilla-grava, de unos 0,6 m de espesor. A la salida de este tipo de humedales, una tubería flexible permite regular el nivel de encharcamiento dentro de humedal, que se suele mantener unos 5 cm por debajo de la superficie del medio filtrante, con lo que se impide que las aguas sean visibles.

Figura 7.62. Sección longitudinal de un Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Horizontal.



En los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical (Figura 7.63) las aguas circulan en sentido descendente a través del medio filtrante, que presenta un espesor del orden de 1 m. En el fondo de estos humedales se dispone una red de drenaje, que permite la recogida de las aguas tratadas hacia la zona de evacuación. Esta red, en la zona de entrada a los humedales, se conecta a unas tuberías, que ascienden en vertical, sobresaliendo del medio filtrante, y que tienen por objetivo incrementar su oxigenación por ventilación natural (*Brix, 2004*).

Figura 7.63. Sección longitudinal de un Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Vertical.



La alimentación de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical debe efectuarse de forma intermitente, para lo que se recurre al empleo de bombeos (comandados por temporizadores o boyas de nivel) o, cuando la topografía lo permite, al uso de sifones de descarga controlada. Esta intermitencia en la alimentación al humedal permite una oxigenación del sustrato filtrante más intensa que la que conlleva el aporte de oxígeno por parte de las raíces y rizomas de la vegetación emergente implantada en el humedal.

El grado de inundación (temporal o permanente) del sustrato filtrante, confiere propiedades muy diferentes a los Humedales de Flujo Horizontal y Vertical, afectando, principalmente, a la transferencia de oxígeno y, por ende, al estado de oxido-reducción del humedal. Los Humedales de Flujo Horizontal operan fundamentalmente en condiciones anaerobias, produciendo efluentes con ausencia de oxígeno disuelto y, por tanto, con un potencial redox negativo *(García et al., 2004),* mientras que en los Humedales de Flujo Vertical, pese a operar con cargas superiores, imperan condiciones aerobias, dando lugar a efluentes oxigenados *(Cooper, 2003)* y libres de olores.

Por otro lado, mientras que los Humedales de Flujo Horizontal operan con tiempos de retención hidráulica de varios días (del orden de 5 días), los de Flujo Vertical lo hacen con tiempos de tan sólo unas horas.

Figura 7.64. Humedal de Flujo Horizontal en la PTAR de Verdú (Lérida, España) y Humedal de Flujo Vertical en la Planta Experimental de Carrión de los Céspedes-CENTA (Sevilla-España).

Dado que cuando se necesita tratar las aguas residuales generadas en grandes poblaciones se requiere la construcción de un elevado número de Humedales Artificiales, lo que dificulta el correcto reparto de las aguas a tratar entre todos ellos, a la vez que se encarece su construcción, operación y mantenimiento, se aconseja la aplicación de esta tecnología de tratamiento por debajo de los 500 m^3/d de aguas residuales.

7.4.2 Rendimientos

La Tabla 7.29 muestra los rendimientos que se obtienen con la aplicación de Humedales Artificiales, tanto de Flujo Horizontal, como Vertical.

Tabla 7.29. Rendimientos de los Humedales Artificiales Subsuperficiales.

	Humedales Artificiales de Flujo Horizontal y Vertical[1]
Sólidos en Suspensión (%)	80 - 85
DBO_5 (%)	85 - 90
DQO (%)	75 - 80
N_T (%)	20 - 35
P_T (%)	20 - 30
CF (u. log)	1 - 2

[1]Los rendimientos en los Humedales Artificiales vienen referidos a los efluentes del tratamiento primario.

7.4.3 Producción de lodos

En los propios Humedales Artificiales no se generan lodos, pero sí en los tratamientos primarios que los preceden. Las cantidades generadas de estos lodos se recogen en la Tabla 6.12, en el caso de recurrir a Tanques Sépticos como tratamiento primario, y en la Tabla 6.15, si se emplean Tanques Imhoff.

7.4.4 Consumo de energía eléctrica

Si las aguas residuales a tratar llegan a la PTAR por gravedad, los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal pueden operar sin ningún consumo de energía eléctrica.

En el caso de los Humedales Artificiales de Flujo Vertical, la necesidad de alimentarlos de forma intermitente, obliga a bombear las aguas a tratar (con un consumo medio de unos 0,02 kWh/m^3), salvo que se disponga de un desnivel del orden de 1 m, que permitiría llevar a cabo esta intermitencia mediante el empleo de sifones de descarga controlada (ver apartado 7.4.7: Características constructivas), que operan sin consumo de energía.

7.4.5 Dimensionamiento

7.4.5.1 Eliminación de la materia carbonada

Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal

Para el dimensionamiento de este tipo de humedales deben definirse los siguientes parámetros:

- Tipo de material filtrante a emplear
- Profundidad de la lámina de agua en el interior del material filtrante
- Superficie necesaria de humedal
- Carga orgánica superficial
- Pendiente del fondo del humedal
- Relación largo/ancho del humedal

En los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal se recomienda el uso como *material filtrante* de gravas, de naturaleza silícea y con un tamaño efectivo de unos 8 mm. Este tipo de gravas presenta una porosidad de 0,35 (expresada en tanto por uno).

En este tipo de humedales se suele trabajar con espesores del material filtrante de unos 60 cm. Teniendo en cuenta que el nivel del agua en el interior del humedal se mantiene 5 cm por debajo de la parte visible de este material, la *profundidad de la lámina de agua en el interior del material filtrante* es del orden de 55 cm.

Para la determinación de la *superficie necesaria de humedal* se suele hacer uso del método de *Reed et al.(1995)*, que parte de la base de considerar a los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal como reactores de flujo pistón, que siguen cinéticas de primer orden para la eliminación de los distintos contaminantes. De acuerdo con estas premisas, la superficie necesaria de humedal viene dada por la expresión:

$$S = \frac{Q \cdot In\,(C_a / C_e)}{K_T \cdot h \cdot \rho_s}$$

Donde:

S: superficie necesaria del humedal (m^2)
Q: caudal de aguas residuales a tratar (m^3/d)
C_a: concentración de DBO_5 en la entrada al humedal (mg/L).
C_e: concentración de DBO_5 a la salida del humedal (mg/L). Viene determinada por la concentración deseada de salida.
K_T: constante de reacción (d^{-1})
h: profundidad de la lámina de agua en el humedal (m)
ρ_s: porosidad del material filtrante (tanto por uno). Como se comentó con anterioridad, para el tipo de material filtrante que se recomienda para este tipo de humedales, la porosidad es de 0,35.

La constante de reacción K_T se determina mediante la expresión:

$$K_T = K_R \cdot \theta_R^{(T_W - T_R)}$$

Donde:

K_R: constante de reacción a la temperatura de referencia (d^{-1}). Para la eliminación de DBO_5 esta constante presenta un valor de 1,104.
θ_R: constante adimensional. Para la eliminación de DBO_5 presenta un valor de 1,06.
T_w: temperatura considerada en el dimensionamiento (ºC). Se emplea la temperatura media del agua en el mes más frío del año, en el lugar en el que se ubique el humedal.
T_R: temperatura de referencia (ºC) a la que se ha calculado θ_R, que suele ser a 20 ºC.

La temperatura del agua es la que rige el diferente comportamiento de este tipo de humedales en las diferentes zonas ecológicas consideradas.

La *carga orgánica superficial* con la que operan los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal se determina haciendo uso de la expresión:

$$C_{os} = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

Donde:

C_{os}: carga orgánica superficial (g $DBO_5/m^2/d$)
Q: caudal de aguas residuales a tratar (m^3/d)
C_a: concentración de DBO_5 en la entrada al humedal (g/m^3)
S: superficie del humedal (m^2)

Los valores recomendados de carga orgánica superficial proceden de datos experimentales y vienen condicionados por la temperatura de operación. La Tabla 7.30 muestra los valores que se proponen para las distintas zonas ecológicas consideradas en la guía, para conseguir los valores de DBO_5 en los efluentes depurados exigidos en el Anexo-2 del RMCH.

Tabla 7.30. Cargas orgánicas superficiales recomendadas en Humedales Artificiales de Flujo Horizontal para las diferentes zonas ecológicas.

Zona ecológica	Carga superficial ($g\ DBO_5/m^2/d$)
Altiplano	25 - 35
Valles	40 - 50
Llanos	65 - 75

La *pendiente del fondo* en este tipo de humedales suele ser del 1%

Por último, para determinar la *relación largo/ancho del humedal* se procede a su dimensionamiento hidráulico, para lo que se aplica la Ley de Darcy, que describe el régimen de flujo de un líquido en un medio poroso, mediante la expresión:

Donde:

$$Q_{máxd} = k_s \cdot A_s \cdot s$$

$Q_{máxd}$: caudal máximo diario (m^3/d)
k_s: conductividad hidráulica del medio filtrante en una sección del humedal perpendicular al flujo (m/d). Para el tipo de material filtrante que se recomienda para este tipo de humedales, el valor medio de la conductividad hidráulica es del orden de 5.000 m/d. Dado que con el tiempo la conductividad hidráulica del medio filtrante irá disminuyendo (por el crecimiento de la biopelícula, la retención de materia particulada, etc.), se recomienda aplicar un factor de seguridad de 4-5. Es decir, se aplicará en el dimensionamiento el valor de la conductividad hidráulica, correspondiente al tamaño del material filtrante seleccionado, dividido por 4-5
A_s: sección transversal del humedal (m^2)
s: pendiente del fondo del humedal (m/m), que para un valor habitual de 1% (de la zona de entrada a la de salida del humedal), se corresponde con un valor de 0,01

Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical

Para el dimensionamiento de este tipo de humedales deben definirse los siguientes parámetros:

- Carga orgánica superficial
- Relación largo/ancho del humedal

La *carga orgánica superficial* con la que operan los Humedales Artificiales de Flujo Vertical se determina haciendo uso de la expresión:

$$C_{OS} = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

Donde:

C_{os}: carga orgánica superficial (g $DBO_5/m^2/d$)
Q: caudal de aguas residuales a tratar (m^3/d)
C_a: concentración de DBO_5 en la entrada al humedal (g/m^3).
S: superficie del humedal (m^2)

Los valores recomendados de carga orgánica superficial se han obtenido a partir de las cargas recomendadas para los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal en las diferentes zonas ecológicas (Tabla 7.30), y teniendo en cuenta la relación típica entre las superficies necesarias de los Humedales de Flujo Horizontal y Vertical, para tratar la misma carga orgánica. La Tabla 7.31 muestra los valores que se proponen de carga orgánica superficial para los Humedales Artificiales de Flujo Vertical, operando en las distintas zonas ecológicas consideradas en la guía, para conseguir los valores de DBO_5 en los efluentes depurados exigidos en el Anexo-2 del RMCH.

Tabla 7.31. Cargas orgánicas superficiales recomendadas en Humedales Artificiales de Flujo Vertical para las diferentes zonas ecológicas.

Zona ecológica	Carga superficial ($g\ DBO_5/m^2/d$)
Altiplano	45 - 55
Valles	70 - 80
Llanos	110 - 120

En lo referente a la *relación largo/ancho*, en el caso de los Humedales Artificiales de Flujo Vertical se suele recurrir al empleo de formas geométricas cuadradas/rectangulares, con relaciones largo/ancho de 1/1 a 2/1.

7.4.5.2 Eliminación de las formas nitrogenadas

Los rendimientos que se alcanzan de eliminación de nitrógeno en los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial son del orden del 20-35%. Si por las características del medio receptor fuese preciso alcanzar rendimientos más elevados, esto puede lograrse mediante la combinación de procesos de nitrificación y de desnitrificación.

Nitrificación

En los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, si se precisa como objetivo la nitrificación de las formas amoniacales presentes en las aguas residuales sujetas a tratamiento, es necesario recurrir al emplazamiento de Humedales de Flujo Vertical, dado que al operar con el material filtrante sin encharcar, permite que se alcancen las concentraciones de oxígeno disuelto que se precisan para que las reacciones de nitrificación tengan lugar.

La Tabla 7.32 muestra los valores de carga orgánica superficial que se proponen para la nitrificación en las distintas zonas ecológicas consideradas en la guía *(elaboración propia basada en datos experimentales)*.

Tabla 7.32. Cargas orgánicas superficiales recomendadas para la nitrificación en Humedales Artificiales de Flujo Vertical para las diferentes zonas ecológicas.

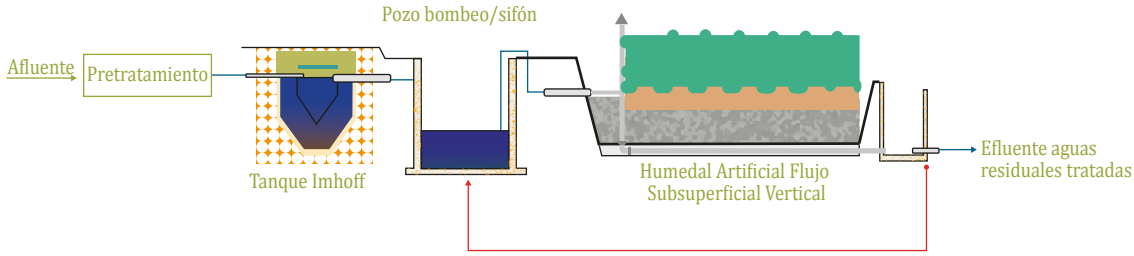
Zona ecológica	Carga superficial ($g\ DBO_5/m^2/d$)
Altiplano	20 - 30
Valles	30 - 40
Llanos	40 - 50

Desnitrificación

Una vez alcanzada la nitrificación, para la eliminación de N se precisa su combinación con procesos de desnitrificación. Para ello, puede recurrirse a la recirculación de los efluentes tratados en Humedales de Flujo Vertical, para su mezcla con las aguas de salida del tratamiento primario (Figura 7.65). Ello garantiza la

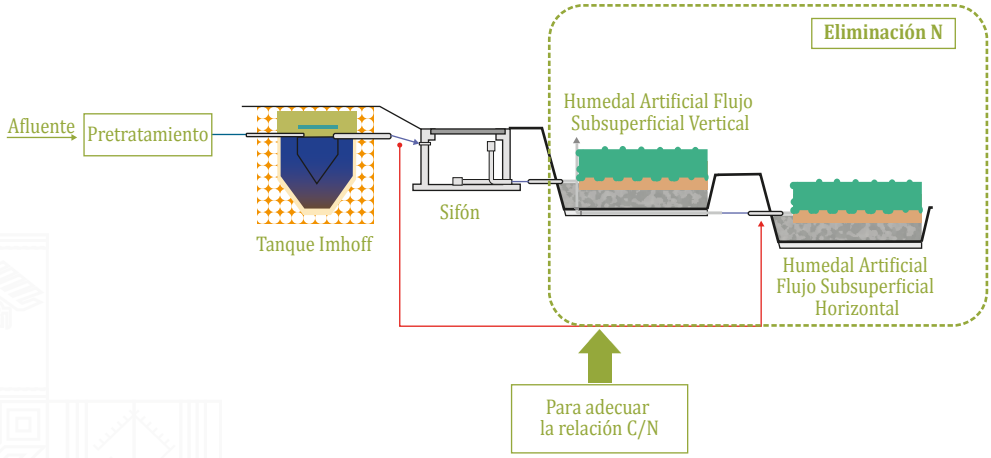
presencia de la fuente de carbono asimilable que se necesita en los procesos de desnitrificación.

Figura 7.65. Diagrama de flujo para la eliminación de nitrógeno en Humedales de Flujo Vertical.



Otra posible opción, se basa en la disposición en serie de Humedales de Flujo Vertical y Horizontal (Figura 7.66), con lo que se logran procesos de nitrificación en los primeros y de desnitrificación en los segundos.

Figura 7.66. Esquema para la eliminación de nitrógeno combinando modalidades de Humedales Artificiales.



En esta opción, puede que la concentración de carbono a la salida de los Humedales de Flujo Vertical no sea suficiente para asegurar los procesos de desnitrificación en los de Flujo Horizontal. Para solventarlo, se puede recurrir a derivar una pequeña porción, del orden del 10%, de la corriente de salida del tratamiento primario hacia la alimentación a los Humedales de Flujo Horizontal.

Para determinar la superficie necesaria del Humedal de Flujo Horizontal, que se emplea como etapa de desnitrificación, se hace uso de la misma expresión expuesta con anterioridad:

Pero en este caso:

S: superficie necesaria del humedal para desnitrificar (m^2)
Q: caudal de aguas residuales a tratar (m^3/d)
C_a: concentración de nitratos en la entrada al humedal (mg $N\text{-}NO_3^-/L$)

$$S = \frac{Q \cdot In\,(C_a / C_e)}{K_T \cdot h \cdot \rho_s}$$

C_e: concentración deseada de nitratos a la salida del humedal (mg $N\text{-}NO_3^-/L$)
K_t: constante de reacción (d^{-1}).
h: profundidad de la lámina de agua en el humedal (m)
ρ_s: porosidad del material filtrante (tanto por uno).

La constante de reacción K_T se determina mediante la expresión:

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

Donde:

K_R: constante de reacción a la temperatura de referencia (d^{-1}). Para la eliminación de nitrógeno esta constante presenta un valor de 1,0
Θ_R: constante adimensional, con un valor de 1,15 para la eliminación de nitrógeno
T_w: temperatura del agua considerada en el diseño (ºC). Se emplea la temperatura media del agua en el mes más frío del año, en el lugar en el que se ubique el humedal
T_R: temperatura de referencia (ºC). a la que se ha calculado Θ_R, que suele ser 20 ºC.

La combinación de modalidades de Humedales de Flujo Vertical y Horizontal permite alcanzar eliminaciones de N_T del 60-70%.

7.4.5.3 Eliminación del fósforo

El porcentaje de reducción de la concentración de fósforo en Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial no es muy elevado, alcanzado un valor medio del 20-35%. Por los que, si se precisan rendimientos superiores se recomienda la aplicación de tratamientos fisicoquímicos, recurriendo a la adición de sales de hierro o de aluminio (ver Capítulo 8), a la salida de los humedales.

Para la determinación de la dosis correcta de los agentes químicos precipitantes se requiere la realización de pruebas de jarras, en cada situación concreta.

Generalmente, los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial presentan inicialmente, tras su puesta en operación, elevados rendimientos de eliminación de fósforo, pero estos rendimientos van decayendo con el tiempo, al disminuir la capacidad de adsorción del material filtrante.

7.4.5.4 Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento del tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante el uso de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, tanto Horizontales, como Verticales.

Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal

1.- Determinación de la superficie necesaria de humedal

La superficie necesaria de humedal se determina empleando la expresión:

$$S = \frac{Q \cdot In\,(C_a / C_e)}{K_T \cdot h \cdot \rho_s}$$

Para la determinación de la constante de reacción (K_T), los valores a emplear de K_R y de Θ_R, son 1,104 y 1,06, respectivamente. Mientras que h y ρ_s presentan valores habituales de 0,55 m y 0,35, respectivamente.

2.- Determinación de la carga orgánica superficial

La carga orgánica superficial con la que opera un Humedal Artificial de Flujo Horizontal se determina mediante la expresión:

$$C_{OS} = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

El valor obtenido debe estar en consonancia con las cargas orgánicas superficiales recomendadas en la Tabla 7.30 para las diferentes zonas ecológicas. En caso contrario, se recalcula la superficie del humedal para cumplir este requisito.

3.- Determinación de la relación largo/ancho del humedal

A partir de la Ley de Darcy se determina la superficie transversal del humedal (A_s), mediante la expresión:

$$A_S = \frac{Q_{máxd}}{k_s \cdot s}$$

A partir de la sección transversal del humedal se determinará su ancho (A), mediante:

$$A = \frac{A_S}{h}$$

Donde:

A: ancho del humedal (m)
h: profundidad de la lámina de agua en el humedal (habitualmente 0,55 m)

Finalmente, la longitud del humedal (L) se determina en función de su superficie (calculada en el paso 1) y de su ancho, mediante la expresión:

$$L = \frac{S}{A}$$

Una vez determinadas la longitud y la ancho del humedal, debe comprobarse que la relación entre ambas es del orden de 2. Si esto no fuese así, se procede a dividir

la superficie obtenida del humedal en varias celdas paralelas que cumplan esta relación. La superficie de cada unidad de humedal no debe superar los 400 m^2.

Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical

1.- Determinación de la superficie necesaria de humedal

A partir de las cargas orgánicas superficiales recomendadas para este tipo de humedales (Tabla 7.31), se determina la superficie necesaria de humedal haciendo uso de la expresión:

$$S = \frac{Q \cdot C_a}{C_{os}}$$

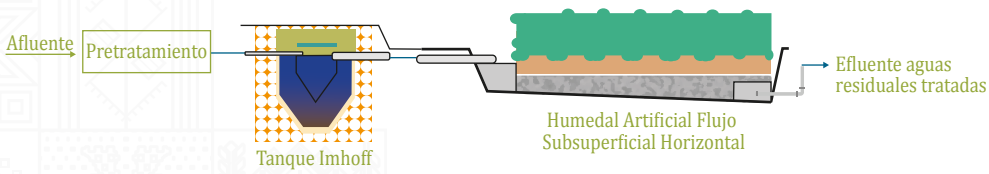
2.- Determinación del largo y el ancho humedal

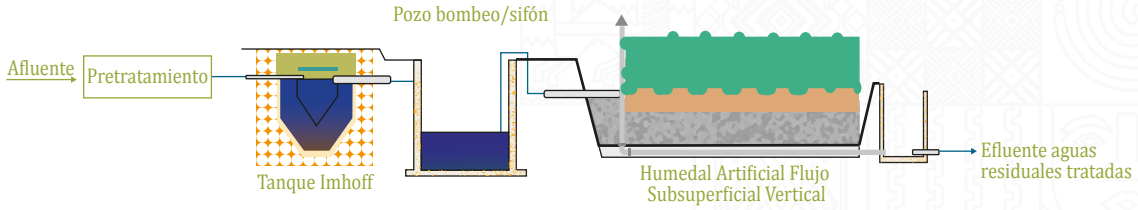
A partir de la superficie calculada del humedal, y de la forma geométrica adoptada (cuadrada o rectangular), se determinan el largo y el ancho. La superficie de cada unidad de humedal no debe superar los 400 m^2.

7.4.6 Líneas de tratamiento propuestas

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.3.2.2 de la presente guía, las líneas de tratamiento propuestas para el caso de los Humedales Artificiales de Flujo

Figura 7.67. Líneas de tratamiento propuestas para los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial.





Subsuperficial, tanto Horizontales como Verticales, en base a los cuales se desarrollan los dimensionamientos básicos, son las siguientes:

7.4.6.1 Características de las líneas de tratamiento

Rendimientos

Tabla 7.33. Rendimientos de las líneas de tratamiento.

	Tratamiento primario	Rendimientos globales Humedales Artificiales Horizontales/Verticales
Sólidos en Suspensión (%)	55 - 65	90 - 95
DBO_5 (%)	25 - 30	90 - 95
DQO (%)	25 - 30	80 - 90
N_T (%)	-	20 - 35[1]
P (%)	-	20 - 35
CF (u. log)	-	1 - 2

[1]Cuando se dimensionan los humedales para la eliminación de N_T se alcanzan rendimientos del orden del 60-70%.

Los rendimientos que se pueden obtener con las dos líneas de tratamiento propuestas se muestran en la tabla adjunta.

Influencia de la climatología y la altitud

La temperatura, como en todo proceso biológico, tiene una influencia decisiva en el comportamiento de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, disminuyendo los requisitos de superficie conforme aumenta la temperatura del agua a tratar, para llegar a alcanzar un mismo rendimiento.

El hecho de que en este tipo de Humedales Artificiales las aguas a tratar circulen por el interior del material filtrante, y la protección térmica que ejerce la biomasa muerta (necrosoma) que se va depositando sobre la superficie de los humedales, contribuyen a minimizar el impacto de las bajas temperaturas sobre los rendimientos de depuración *(García et al., 2003)*. De hecho, son numerosas las

referencias de este tipo de Humedales Artificiales operando correctamente en climas fríos. No obstante, se detectan descensos importantes en los rendimientos de eliminación del nitrógeno amoniacal en periodos de bajas temperaturas *(Reed et al., 1995)*, debido al efecto negativo sobre las bacterias nitrificantes.

La influencia de la lluvia en este tipo de humedales se circunscribe principalmente en la alteración de los caudales de las aguas a tratar, en el caso de redes de alcantarillado sanitario combinado, o separados que presenten un elevado número de conexiones erradas.

La influencia de la altitud en el comportamiento de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial no se encuentra, en la actualidad, suficientemente documentada.

Adaptación a la zona ecológica

En la actualidad operan correctamente Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial en todo el rango de temperaturas que se dan en las tres zonas ecológicas que se contemplan en la guía. No obstante, como se ha comentado en el apartado anterior, el comportamiento de estas tecnologías de tratamiento a las altitudes que se alcanzan en el Altiplano, aún no está suficientemente estudiado.

Producción y características de los lodos generados en el tratamiento

La generación de lodos en los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial se circunscribe únicamente a la etapa de tratamiento primario, en la que los lodos sedimentados se van acumulando y mineralizando vía anaerobia, con la consiguiente reducción de su volumen.

Para determinar la cantidad de lodos generada en el Tanque Imhoff, se parte de las cargas unitarias de sólidos en suspensión, por zona ecológica y tamaño de población, que se recogen en la Tabla 5.3, y se asume: un rendimiento de eliminación de estos sólidos del 60%, que la fracción volátil de los mismos es del 75%, que esta fracción volátil se reduce un 40% y que los lodos presentan una concentración final del 5%

La estimación de la generación de lodos en la línea de tratamiento, en función de la zona ecológica y del tamaño poblacional, se muestra en la Tabla 7.34.

Tabla 7.34. Generación de lodos en las líneas de tratamiento.

Zonas ecológica	Unidades	Habitantes		
		1.000	2.000	5.000
Altiplano	g ms/hab/d	10,5	13,4	15,1
	%	5	5	5
	L/hab/d	0,21	0,27	0,30
Valles y Llanos	g ms/hab/d	14,7	17,6	18,5
	%	5	5	5
	L/hab/d	0,29	0,35	0,37

Los lodos, dado los elevados tiempos de permanencia en los Tanques Imhoff, se encuentran altamente estabilizados, por lo que tan solo precisan secarse antes de su disposición final.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Si las situaciones de sobrecarga hidráulica/orgánica se prolongan en el tiempo, los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial presentan poca capacidad de respuesta para adaptarse a estas condiciones operativas (algo mayor en los de Flujo Horizontal, al operar con TRH más altos), disminuyendo, consecuentemente, los rendimientos de depuración. Es por ello, que es de suma importancia que el diseño de las PTAR, basadas en este tipo de tecnología, se lleve a cabo teniendo en consideración las características de las aguas residuales a tratar y su posible evolución temporal.

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

Las labores de operación y mantenimiento a llevar a cabo en la tecnología de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial son simples y se limitan a: inspecciones rutinarias, limpieza de las distintas etapas del pretratamiento, verificación del correcto reparto de las aguas a tratar en los humedales, toma de muestras para el control del proceso depurativo, extracción periódica de los lodos acumulados en el tratamiento primario, siega anual de la vegetación implantada y mantenimiento de la obra civil de la PTAR. Estas labores carecen de complejidad, por lo que pueden ser asumidas por operadores sin una cualificación específica.

En los casos en que se precise bombeo para la alimentación intermitente de los Humedales de Flujo Vertical, será preciso el mantenimiento de los equipos

electromecánicos necesarios, lo que requerirá un personal con un mayor grado de cualificación.

Impactos medioambientales

En los tratamientos primarios que se disponen en cabecera de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, si no operan correctamente, se pueden generar olores desagradables, como consecuencia de la liberación a la atmósfera del biogás generado. Esta liberación supone igualmente la emisión de metano, gas con un importante efecto invernadero.

Los impactos sonoros son nulos, o muy reducidos en el caso de tener que bombear las aguas a tratar para la alimentación intermitente de los Humedales de Flujo Vertical, dada la escasa potencia que se requiere.

En lo referente a los posibles impactos visuales estos pueden considerarse positivos, como consecuencia de la elevada integración ambiental de este tipo de tecnología. Además, al emplearse en los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial vegetación propia de las zonas húmedas cercanas, no existe riesgo de invasión de especies vegetales exóticas.

En el caso de deficiencias constructivas (impermeabilización del confinamiento de los humedales), se pueden producir filtraciones, que pueden llegar a contaminar a las aguas subterráneas.

Influencia de las características del terreno

Como consecuencia de los elevados requisitos de superficie que requieren para la construcción de estas líneas de tratamiento, las características del terreno disponible juegan un importante papel a la hora de su selección.

Dado que los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial se suelen construir por excavación en el terreno y que precisan la impermeabilización del confinamiento, los terrenos fáciles de excavar, de naturaleza impermeable y con un nivel freático bajo, son los que reúnen las mejores condiciones para la acogida de estas líneas de tratamiento.

Adicionalmente, el poder disponer de terrenos con pendientes moderadas facilita el discurrir de las aguas por las distintas etapas que componen las líneas de tratamiento, sin necesidad de recurrir a bombeos, con el consiguiente ahorro

en los costos de operación y mantenimiento de la PTAR. Esto es especialmente importante en el caso de los Humedales de Flujo Vertical, donde desniveles del orden de un metro permiten que la alimentación intermitente se pueda llevar a cabo mediante sifones, evitando el tener que recurrir a bombeos.

Estimación de la superficie necesaria para la construcción

De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Pretratamiento: está constituido por un canal de desbaste, de limpieza manual, con rejas de 3 y de 1 cm, dispuestas en serie, seguidas de un desarenador estático.

- Tratamiento primario: se recurre al empleo de Tanques Imhoff, diseñados de acuerdo a las recomendaciones recogidas en el apartado 6.5.2.2.

- Los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal se dimensionan con cargas orgánicas superficiales de 30, 45 y 70 g $DBO_5/m^2.d$, para Altiplano, Valles y Llanos, respectivamente.

- Los Humedales Artificiales de Flujo Vertical se dimensionan con cargas orgánicas superficiales de 50, 75 y 115 g $DBO_5/m^2.d$, para Altiplano, Valles y Llanos, respectivamente.

- En todos los casos la línea de tratamiento cuenta con un único Tanque Imhoff.

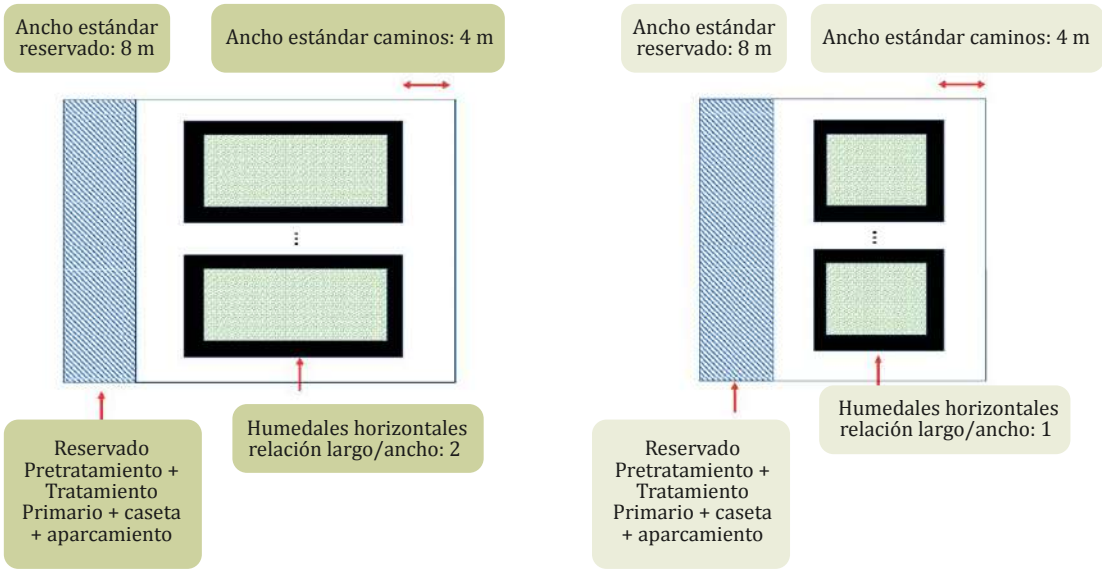
- La superficie máxima de cada unidad de Humedad Artificial de Flujo Subsuperficial (Horizontal y Vertical) es de 400 m^2.

- Se asume que la topografía permite la alimentación intermitente de los Humedales de Flujo Vertical sin tener que recurrir a bombeos.

- No se tienen en cuenta los requisitos de superficie para el tratamiento de los lodos en exceso, ni para la desinfección de los efluentes. Estos requisitos se establecen en los Capítulos 11 y 9, respectivamente, de la presente guía

- La disposición de los diferentes elementos del proceso depurador, para ambas modalidades de humedales sigue la configuración que se muestra en la Figura 7.68.

Figura 7.68. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie para Humedales de Flujo Subsuperficial Horizontales y Verticales.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para las líneas de tratamiento propuestas, para las diferentes zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos se han estimado los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (m^2/hab), capacidad de tratamiento (m^2m^3/d) y carga tratada (m^2/kg DBO_5/d).

Los dimensionamientos básicos se han realizado hasta los 500 m^3/d de capacidad de tratamiento, por considerarse que este es el rango óptimo de aplicación de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial. Esta capacidad se corresponde con poblaciones servidas menores de 5.000 habitantes.

Las estimaciones de los requisitos de superficie se muestran en las siguientes gráficas:

Figura 7.69. Requisitos de superficie por habitante servido.

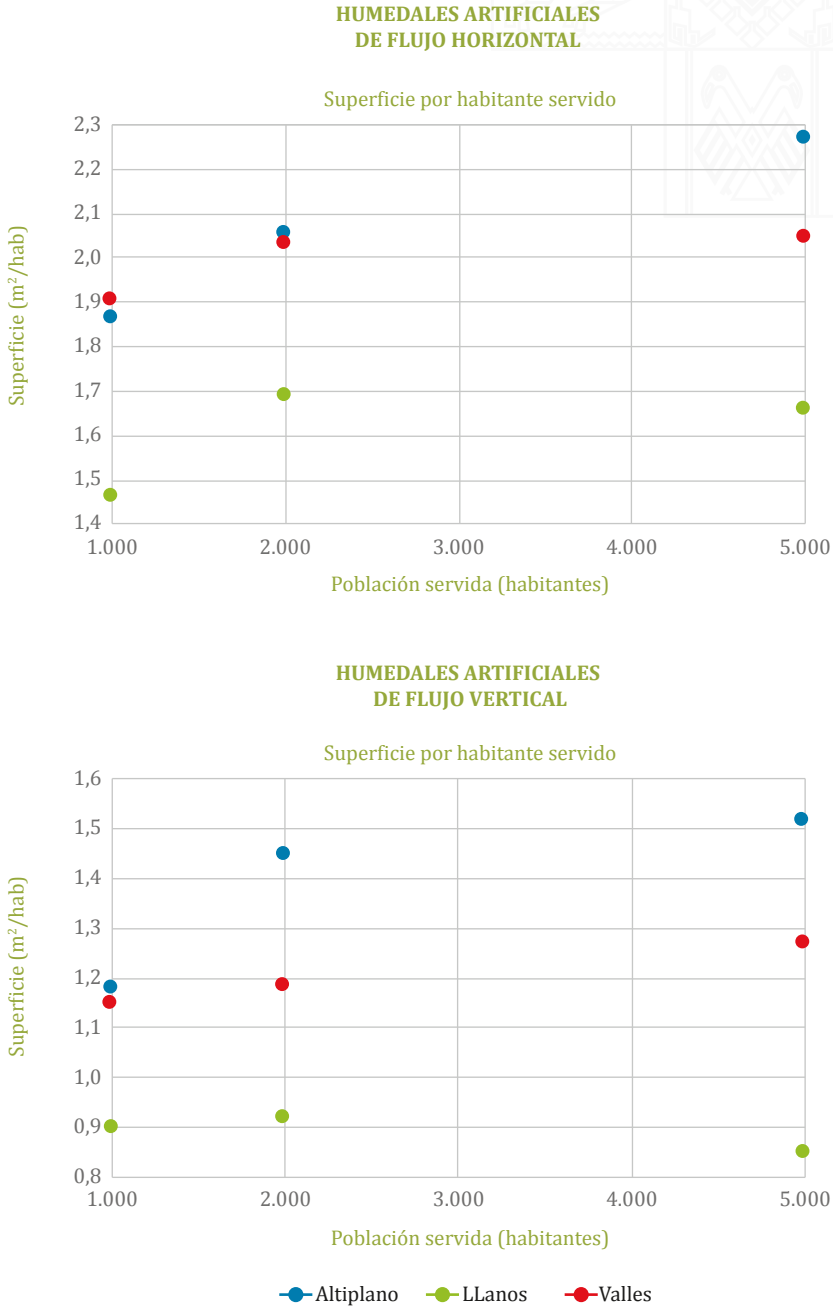


Figura 7.70. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

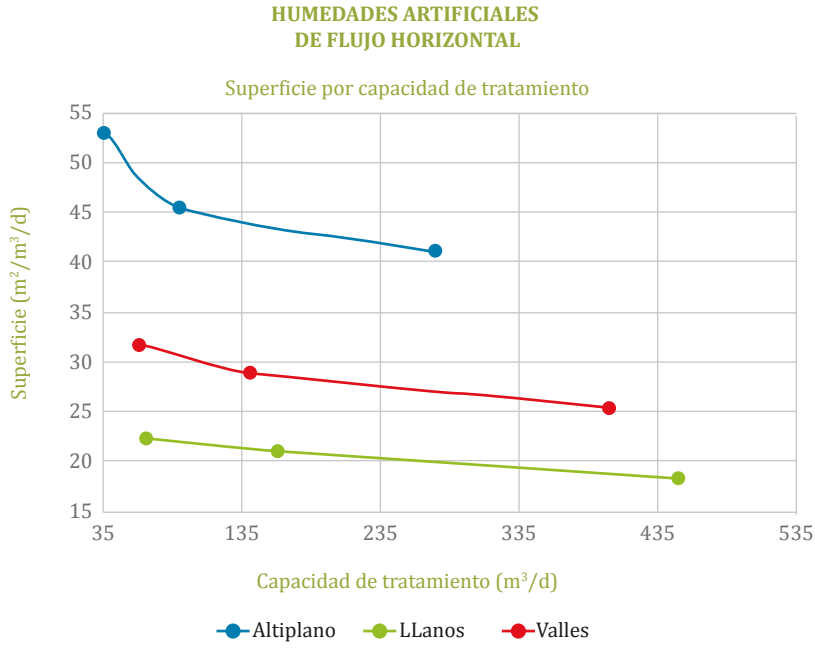


Figura 7.71. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

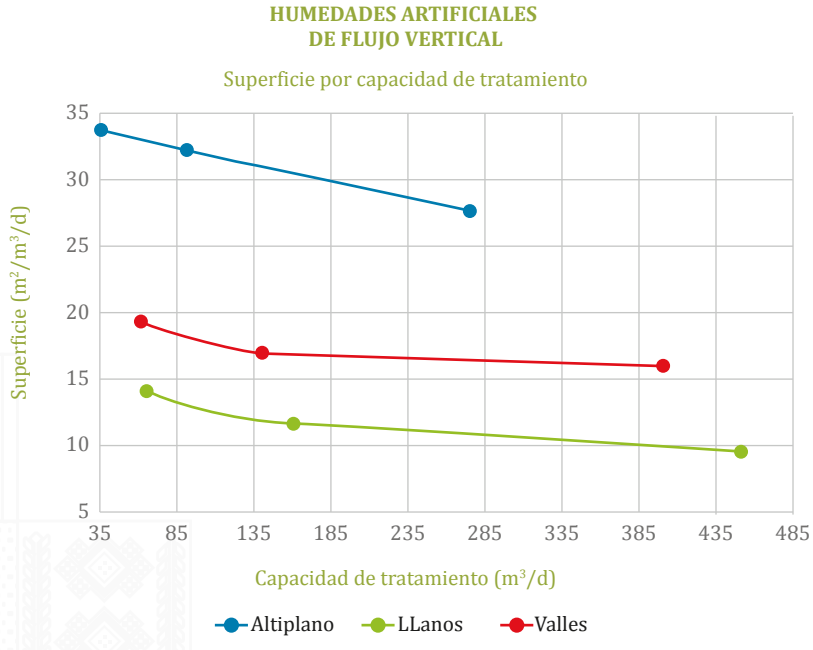


Figura 7.72. Requisitos de superficie por kg/d de DBO_5 tratado.

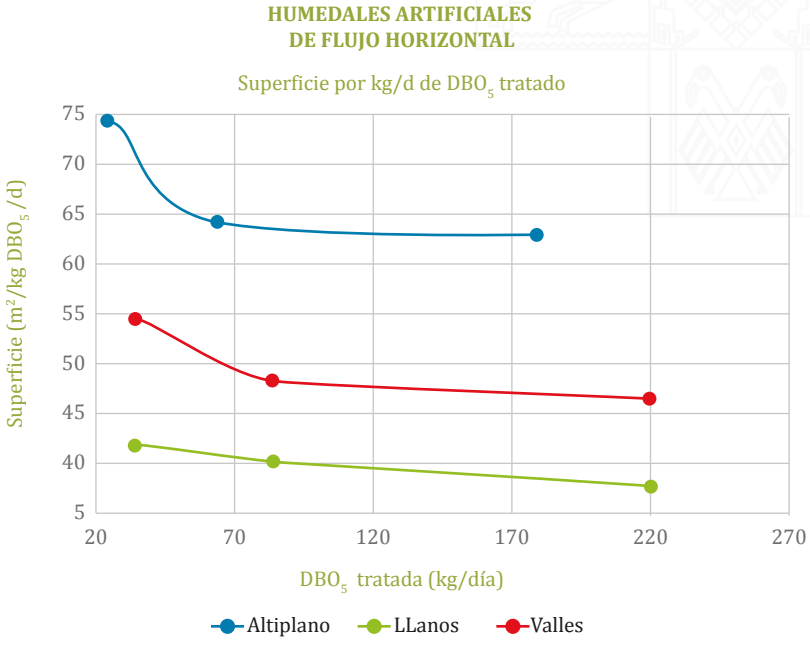
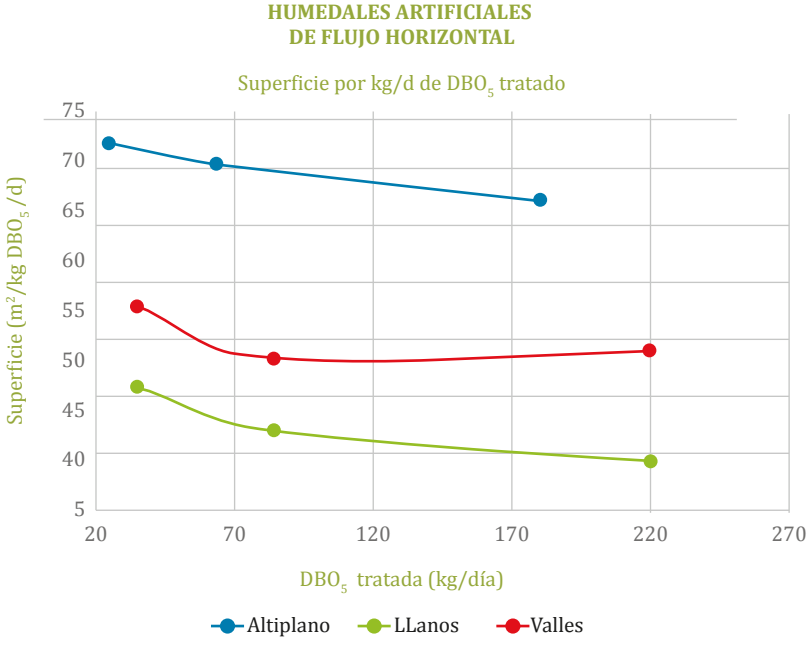


Figura 7.73. Requisitos de superficie por kg/d de DBO_5 tratado.



Se observa que los requisitos de superficie en función de la población servida presentan, para ambas modalidades de humedales, un comportamiento distinto del habitual, en el que estos requisitos van disminuyendo conforme se incrementa el tamaño de la población servida. Este comportamiento anómalo se justifica por el hecho de haber limitado la superficie máxima de cada humedal a 400 m^2, por lo que el número de unidades humedales se va incrementando con la población servida, así como los viales asociados, con la consiguiente repercusión en el ratio de superficie necesaria por habitantes servido.

Cuando se representan los requisitos de superficie en función de la capacidad de tratamiento ($m^2/m^3/d$), o de la carga tratada ($m^2/kg\ DBO_5/d$) en la PTAR, se obtienen curvas con formas más acorde a lo que es habitual, disminuyendo, en general, los requisitos de superficie conforme se incrementa la capacidad de tratamiento, o la carga tratada.

En el Capítulo 12 de la guía se muestran de forma numérica las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de las Figuras 7.69, se han desglosado en las Tablas 7.35 y 7.36 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por las líneas de tratamiento, ocupan las superficies destinadas al tratamiento primario y a los Humedales Artificiales, en las diferentes zonas ecológicas y para los distintos tamaños de población considerados.

Tabla 7.35. Porcentajes de superficie ocupada por el tratamiento primario y los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal.

Zona ecológica	Población (habitantes)		
	1.000	2.000	5.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por el Tratamiento Primario/Humedales Artificiales de Flujo Horizontal		
Altiplano	0,3/30,7	0,3/35,7	0,3/37,8
Valles	0,4/28,8	0,4/30,2	0,4/34,5
Llanos	0,5/24,3	0,5/25,4	0,6/27,8

Tabla 7.36. Porcentajes de superficie ocupada por el tratamiento primario y los Humedales Artificiales de Flujo Vertical.

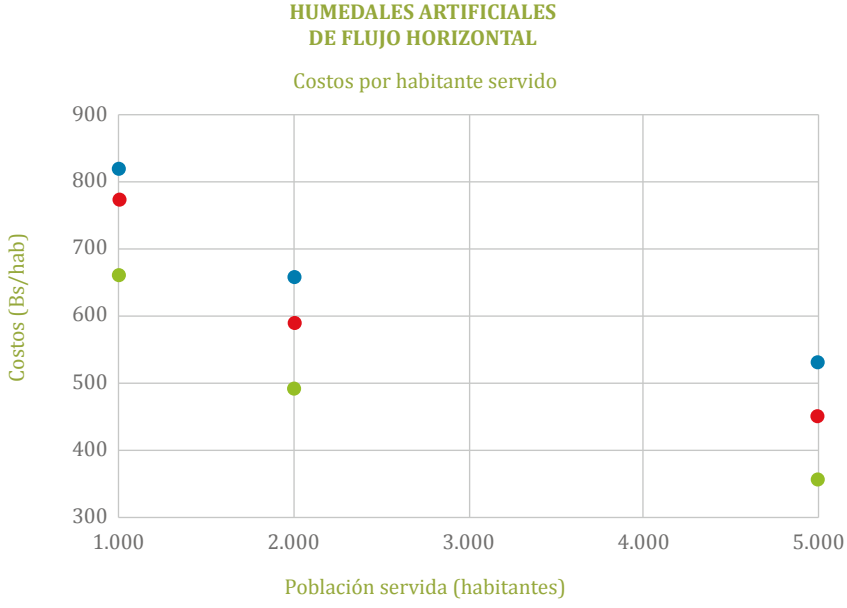
Zona ecológica	Población (habitantes)		
	1.000	2.000	5.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por el Tratamiento Primario/Humedales Artificiales de Flujo Vertical		
Altiplano	0,5/29,3	0,4/30,5	0,4/34,1
Valles	0,7/28,7	0,6/33,1	0,7/33,4
Llanos	0,9/23,7	1,0/28,2	1,1/32,8

Se observa, que para todas las zonas ecológicas, la superficie ocupada por los humedales viene a suponer del orden la tercera parte de la superficie total de la línea de tratamiento.

Estimación de los costos de construcción

A partir de los dimensionamiento básicos realizados y conforme a las bases de partida especificadas en el apartado 5.5.2.2, se han confeccionado las curvas siguientes, que representan, para las distintas zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de construcción de las líneas de tratamiento por habitante servido (Bs/hab), capacidad de tratamiento (Bs/m^3/d) y carga tratada (Bs/kg DBO_5/d).

Figura 7.74. Costos de construcción por habitante servido.



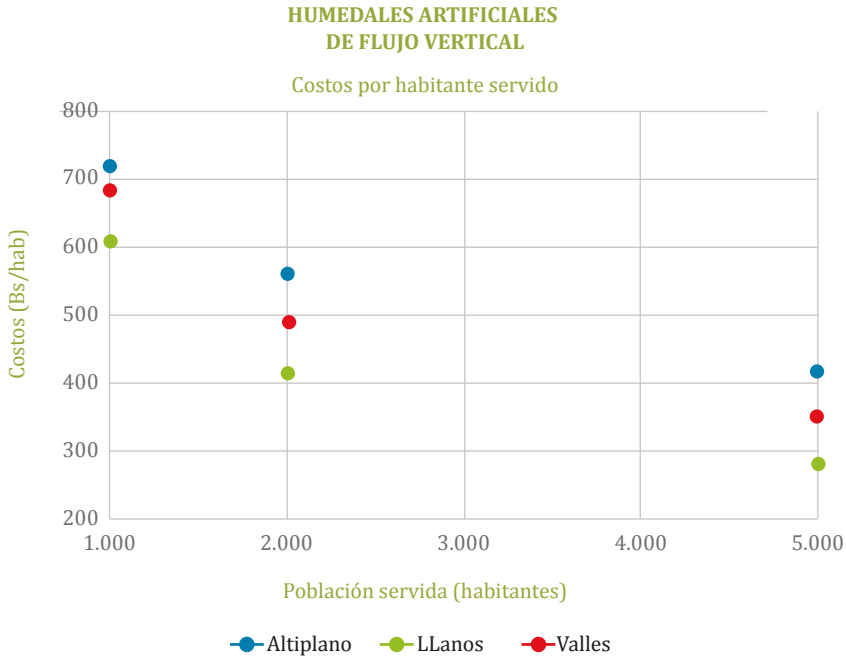


Figura 7.75. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

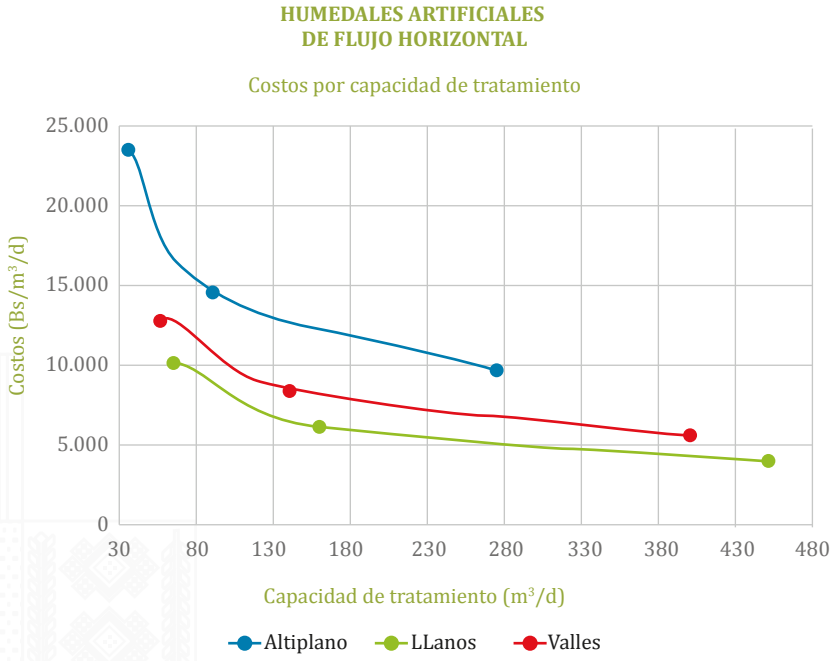


Figura 7.76. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

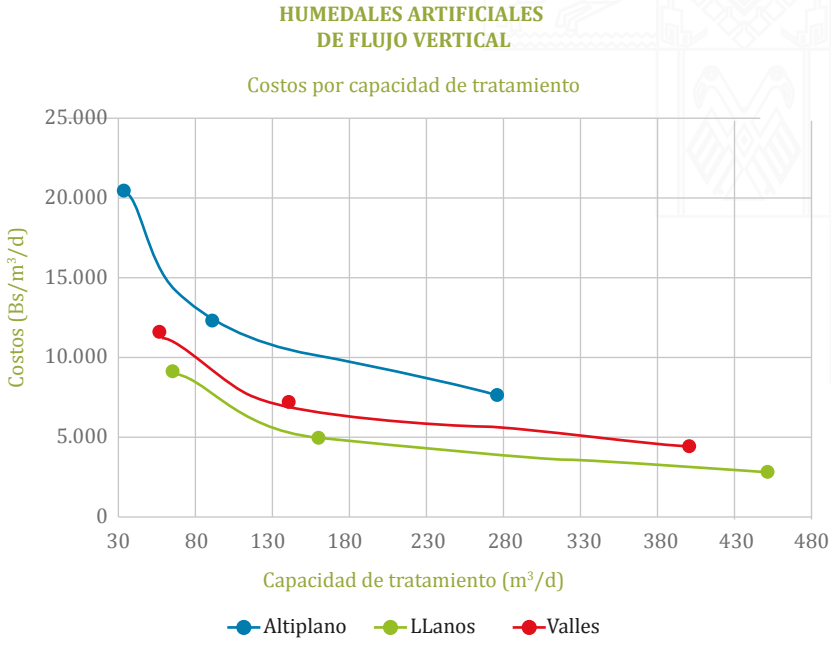


Figura 7.77. Costos de construcción por kg/d de DBO_5 tratado.

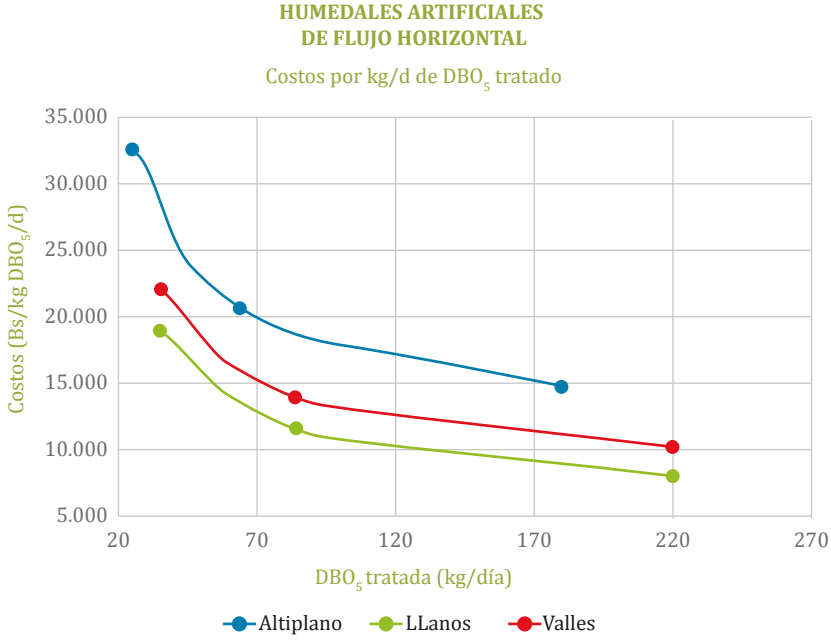
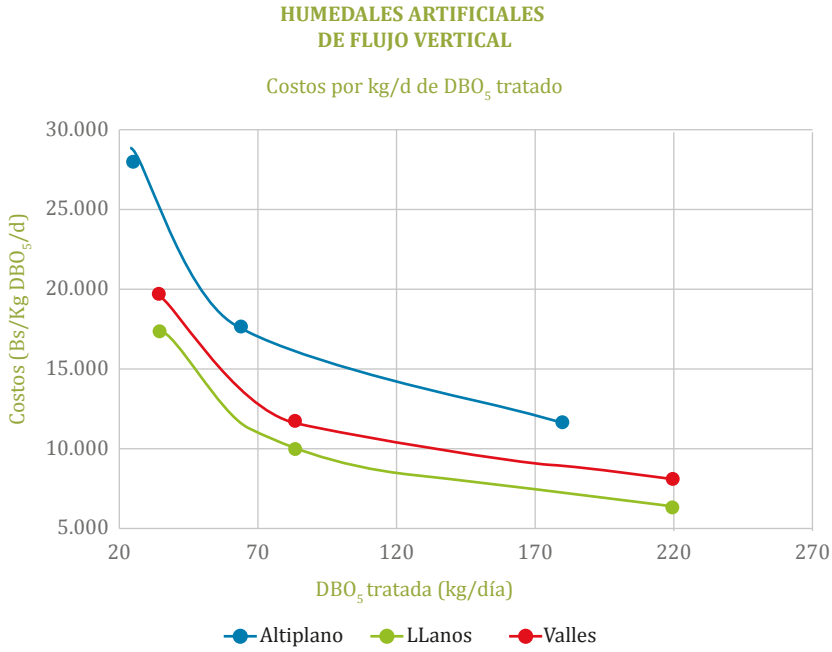


Figura 7.78. Costos de construcción por kg/d de DBO_5 tratado.



En los tres casos se observa un comportamiento habitual, consecuencia de la economía de escala, disminuyendo los costos de construcción conforme aumentan los habitantes servidos, la capacidad de tratamiento y la cantidad de DBO_5 tratada.

En el Capítulo 12 de la guía se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de las Figuras 7.74, se han desglosado en las Tablas 7.37 y 7.38 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de la construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, tratamiento primario, Humedales Artificiales, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.37. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento de Humedales Artificiales de Flujo Horizontal.

Zona ecológica	Población (habitantes)		
	1.000	2.000	5.000
Altiplano			
Pretratamiento	10	7	3
Tratamiento primario	17	20	18
Humedales Artificiales	13	22	31
Caseta de servicios	24	15	7
Caminos perimetrales	11	13	16
Cerramiento	4	4	4
Valles			
Pretratamiento	11	7	4
Tratamiento primario	15	17	16
Humedales Artificiales	14	21	30
Caseta de servicios	26	17	9
Caminos perimetrales	11	14	17
Cerramiento	5	5	5
Llanos			
Pretratamiento	13	9	5
Tratamiento primario	13	15	16
Humedales Artificiales	10	17	24
Caseta de servicios	30	20	11
Caminos perimetrales	9	14	18
Cerramiento	5	6	7

Tabla 7.38. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento de Humedales Artificiales de Flujo Vertical.

Zona ecológica	Población (habitantes)		
	1.000	2.000	5.000
Altiplano			
Pretratamiento	12	8	4
Tratamiento primario	20	24	23
Humedales Artificiales	10	16	25
Caseta de servicios	28	18	10
Caminos perimetrales	7	11	14
Cerramiento	4	4	4
Valles			
Pretratamiento	12	9	5
Tratamiento primario	17	20	20
Humedales Artificiales	10	16	25
Caseta de servicios	29	21	11
Caminos perimetrales	8	10	14
Cerramiento	4	4	5
Llanos			
Pretratamiento	14	11	7
Tratamiento primario	14	19	22
Humedales Artificiales	7	13	21
Caseta de servicios	33	24	15
Caminos perimetrales	7	10	12
Cerramiento	4	4	4

Para ambas modalidades de humedales se observa que:

- El porcentaje del costo de la caseta de servicios es el más elevado para las poblaciones más pequeñas, decayendo notablemente este porcentaje al incrementase la población.

- El porcentaje de costo del pretratamiento decae con el tamaño de la población servida.

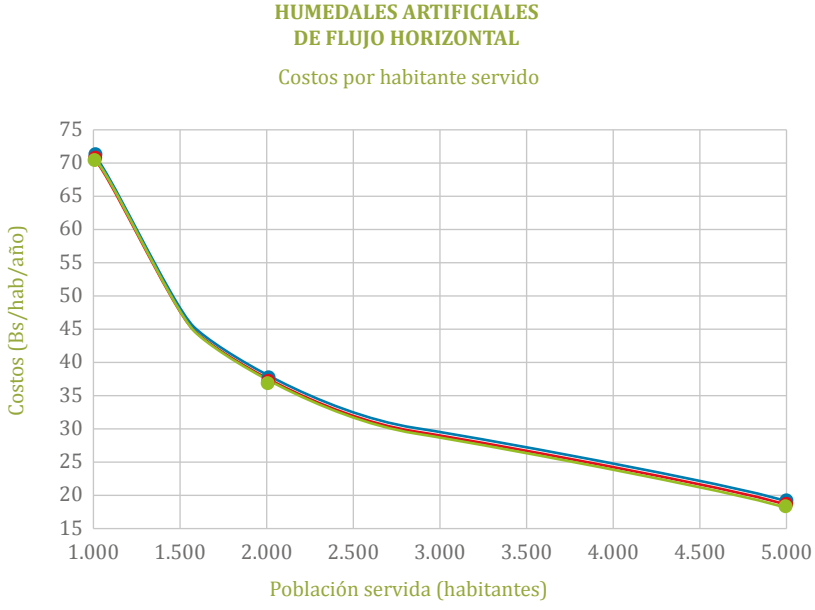
- El porcentaje de costo de los humedales crece al incrementarse la población, convirtiéndose para las mayores poblaciones en el porcentaje más importante.

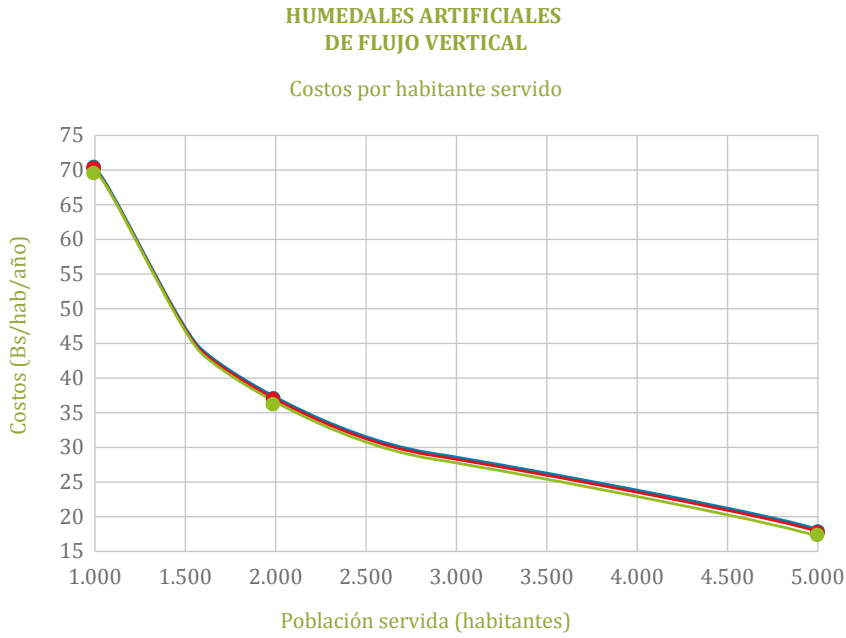
- El porcentaje de costo de los caminos perimetrales se incrementa con la población servida, consecuencia del mayor número de unidades de humedales que se implantan en las mismas.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para estas líneas de tratamiento, y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3, se han confeccionado las siguientes curvas que representan, para las distintas zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año).

Figura 7.79. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.





Se observa una gran similitud de los costos de operación y mantenimiento de las dos modalidades de Humedales Artificiales en las tres zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados, llegándose a superponer las curvas de los costos estimados de operación y mantenimiento.

En el Capítulo 12 de la guía se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de estas las Figuras 7.79 se han desglosado en las Tablas 7.39 y 7.40 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Tabla 7.39. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento de Humedales Artificiales de Flujo Horizontal.

Zona ecológica	Habitantes		
	1.000	2.000	5.000
Altiplano			
Personal (%)	76,5	72,6	57,1
Energía (%)	-	-	-
Mantenimiento y operación (%)	5,8	8,9	14,1
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,1	2,8	6,2
Control analítico (%)	16,6	15,7	22,6
Valles			
Personal (%)	76,3	72,6	57,5
Energía (%)	-	-	-
Mantenimiento y operación (%)	5,5	8,0	12,0
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,6	3,7	7,7
Control analítico (%)	16,5	15,7	22,8
Llanos			
Personal (%)	77,1	74,5	60,6
Energía (%)	-	-	-
Mantenimiento y operación (%)	4,9	6,8	10,1
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,3	2,6	5,3
Control analítico (%)	16,7	16,2	24,1

7.40. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento de Humedales Artificiales de Flujo Vertical.

Zona ecológica	Habitantes		
	1.000	2.000	5.000
Altiplano			
Personal (%)	77,0	73,6	58,9
Energía (%)	-	-	-
Mantenimiento y operación (%)	5,2	7,7	11,4
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,2	2,8	6,4
Control analítico (%)	16,7	16,0	23,4
Valles			
Personal (%)	77,2	74,3	60,0
Energía (%)	-	-	-
Mantenimiento y operación (%)	4,9	6,7	9,8
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,2	2,8	6,5
Control analítico (%)	16,7	16,1	23,8
Llanos			
Personal (%)	77,3	74,4	60,3
Energía (%)	-	-	-
Mantenimiento y operación (%)	4,3	5,7	7,7
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,6	3,8	8,1
Control analítico (%)	16,8	16,1	23,9

Se observa, que a medida que crece la población servida disminuyen los porcentajes de costos correspondientes al personal, mientras que por el contrario se incrementan el resto de porcentajes de costos.

7.4.7 Características constructivas

Se muestran a continuación las principales características constructivas de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial. Las características constructivas de los Tanques Imhoff se expusieron en el apartado 6.5.2.4.

El confinamiento

- Los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial se suelen construir por excavación en el terreno. Los taludes interiores presentan una inclinación de 45º y el fondo de los humedales presenta una inclinación del 1%, desde la zona de entrada hasta la zona de salida.

- El confinamiento de los humedales se debe impermeabilizar para garantizar su estanqueidad, evitando fugas de aguas contaminadas al subsuelo. Para esta impermeabilización se recurrirá a la solución más factible y económica que pueda encontrarse en la zona de intervención y en consonancia con la permeabilidad que presente el terreno. Si el terreno donde se van a ubicar los humedales presenta una baja permeabilidad, para su impermeabilización bastará con proceder a compactarlo, en caso contrario será necesario proceder a impermeabilizarlo, recurriendo al empleo de arcillas o bentonitas (que se irán compactando por capas de unos 10 cm de espesor), o utilizando láminas plásticas.

- Si se recurre al empleo de láminas plásticas para la impermeabilización del confinamiento de los Humedales de Flujo Subsuperficial, se recomienda, para evitar que estas láminas puedan ser dañadas por la presencia de piedras, la instalación de una lámina de geotextil de 250-300 g/m^2, sobre la que se dispondrá una lámina plástica, de al menos, 2 mm de espesor. Si no fuese posible disponer de este tipo de láminas, se podrá recurrir a otro método para la impermeabilización del humedal, pero garantizando siempre su estanqueidad.

- En el caso de los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal, la profundidad total del confinamiento es del orden de 1,1 m. De los cuales 0,6 m lo ocupa el material filtrante y el resto se destina a resguardo de seguridad.

- En el caso de los Humedales Artificiales de Flujo Vertical, la profundidad total del confinamiento es del orden de 1,5 m. De los cuales del orden de 1,0 m lo ocupa el material filtrante y el resto el resguardo de seguridad.

- Para evitar que en tiempo de lluvias las aguas de escorrentía puedan entrar en los humedales, se les dotará de un bordillo, de unos 10 cm de altura, a lo largo de todo su perímetro superior.

Los elementos de entrada y salida

- Tras el pretratamiento de dispondrá un elemento para la medición de los caudales afluentes.

Humedales Artificiales de Flujo Horizontal

- En la zona de entrada del humedal se dispondrá una capa de bolones (5-10 cm), sobre la que descansará, de pared a pared del humedal, una tubería de PE de 63 mm de diámetro, con orificios de 5 mm cada 0,6 m. Los extremos de esta tubería contarán con tapones roscados, lo que permitirá su limpieza en caso de que se detecten obstrucciones en los orificios de salida de la alimentación.

- En el fondo de humedal, en la zona de evacuación de la aguas tratadas, se dispondrá un tubería de drenaje de 110 mm de diámetro, que irá de un lado al otro del humedal y contigua a la cámara de salida. A la mitad de la ancho de esta cámara se colocara una "T" de PVC o PE de 110 mm, que permitirá la evacuación de las aguas tratadas a través de una tubería flexible de altura regulable, en la cámara de salida (Figura 7.80). Esta disposición permitirá mantener el nivel del agua en el humedal 5 cm por debajo de la superficie de los áridos. Igualmente, en caso de necesidad permitirá el vaciado total del humedal.

Figura 7.80. Drenaje y dispositivo de salida en un Humedal de Flujo Horizontal.

- La cámara de evacuación se integrará en el propio compartimento del humedal. El empleo de unas pletinas permitirá fijar la lámina plástica a las paredes de esta cámara, para asegurar la estanqueidad del compartimento del humedal.

Humedales Artificiales de Flujo Vertical

- Para evitar atascos y poder comprobar en todo momento el correcto funcionamiento del reparto de las aguas a tratar sobre la superficie de los humedales, se recurrirá al empleo de tuberías de acero inoxidable (para evitar fenómenos de corrosión), o de PVC, de 110 mm de diámetro, que partiendo del sistema de alimentación intermitente, se dispondrán unos 30 cm elevadas sobre la superficie de cada humedal. Para ello se emplearán unos soportes, que se hincarán en el sustrato. Estas tuberías se bifurcarán en dos, de 50 mm de diámetro, y cada uno de estos ramales alimentará a cuatro puntos de descarga de las aguas sobre el sustrato filtrante de cada humedal. Se dispondrá un punto de descarga por cada 25 m^2 de superficie de humedal (Figura 7.81).

Figura 7.81. Sistema de reparto en Humedales de Flujo Vertical.

- Bajo cada punto de alimentación se colocará una loseta, para evitar que el agua horade el sustrato, formando un camino preferencial, lo que empeoraría la calidad de las aguas tratadas.

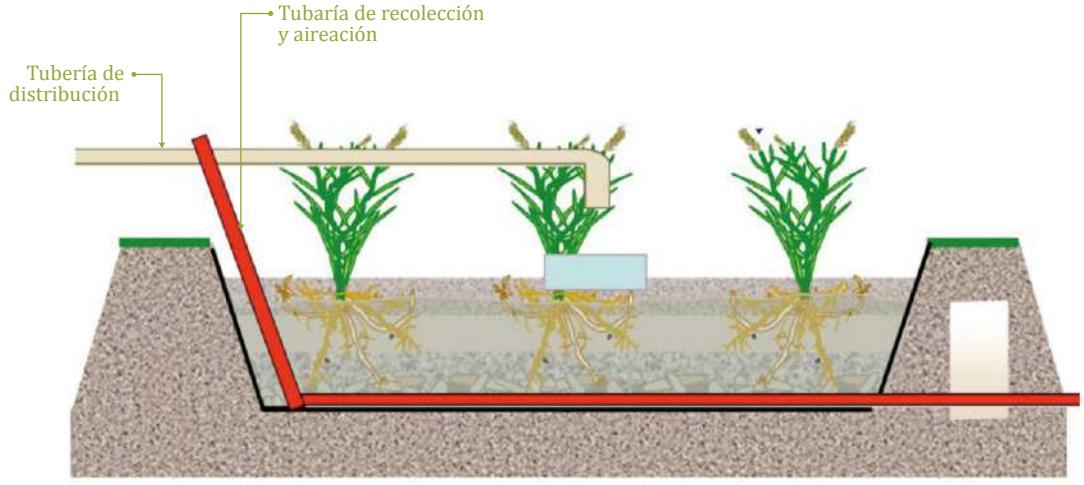
- Para la oxigenación del sustrato filtrante, en este tipo de humedales es básico que la alimentación a los mismos se efectúe de forma intermitente. Para no tener que recurrir a bombeo, con el consiguiente consumo energético, si la topografía de la zona lo permite, se empleará un sifón de autodescarga (Figura 7.82).

- Para la evacuación de las aguas tratadas, en el fondo del humedal, y en el sentido alimentación-salida, se dispondrán tuberías de drenaje de 110 mm de diámetro, separadas entre sí 2,0 m (Figura 7.82).

Figura 7.82. Izda.: Sifón de autodescarga (Rissy Plastics). Dcha.: Tuberías de drenaje.

- Estas tuberías tienen una doble misión: recoger las aguas filtradas hacia la cámara de salida del humedal y facilitar la ventilación del material filtrante. Para ello, los extremos opuestos a los que descargan en la cámara de evacuación se conectarán con tubos verticales de PVC de 110 mm de diámetro, que sobresaldrán 1,0 m de la superficie del sustrato, y que actuarán a modo de chimeneas (Figura 7.83).

Figura 7.83. Tubería de recolección/aireación en Humedales Artificiales Verticales.



- Las cámaras de evacuación (una por humedal) se integrarán en los propios compartimentos de los humedales. El empleo de unas pletinas metálicas permitirá fijar la lámina plástica a las paredes de estas cámaras, para asegurar la estanqueidad del compartimento del humedal.

- Para que no se interrumpa la circulación del aire en los tubos de drenaje-ventilación, es muy importante que el nivel del agua en las cámaras de evacuación de las aguas tratadas quede por debajo de las tuberías de evacuación.

Los materiales filtrantes

Humedales Artificiales de Flujo Horizontal

- En este tipo de humedal se utilizará como material filtrante gravilla silícea redondeada de unos 8 mm.

- El espesor del sustrato en el punto medio de la longitud del humedal será de 0,6 m.

- En las zonas de entrada y salida del humedal se dispondrán sendas zonas de bolones gruesos de 5-10 cm, de 1,0 m de ancho.

- Todos estos materiales se deberán lavar antes de su disposición en el humedal, para evitar la presencia de finos que pudiesen provocar la colmatación prematura del sustrato filtrante.

Humedales Artificiales de Flujo Vertical

- De abajo hacia arriba, se dispondrán en el humedal las siguientes capas de áridos:
  - Capa de 20 cm de espesor de grava silícea 20-40 mm, en la que se embutirán las tuberías de drenaje-ventilación.
  - Capa de 70 cm de espesor de gravilla silícea redondeada de 3-8 mm.
  - Capa de 10 cm de espesor de arena gruesa (1-2 mm), que facilitará un mejor reparto de las aguas a tratar sobre el sustrato filtrante.
- Todos los materiales filtrantes se deberán lavar antes de su disposición en el humedal, para evitar la presencia de finos que pudiesen provocar la colmatación prematura de estos materiales.
- La correcta selección de los materiales filtrantes (tamaño, naturaleza y limpieza), constituye una etapa básica y fundamental para el correcto funcionamiento de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial.

Plantación de los humedales

- El establecimiento de la vegetación en los Humedales Artificiales puede realizarse por multiplicación vegetativa a partir de 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/m^2, consiguiéndose la cobertura total del humedal en aproximadamente un año. También pueden emplearse directamente plantas, que se separarán 40-50 cm.
- Se debe recurrir al empleo de vegetación de la zona, considerándose que el empleo de la totora (*Schoenoplectus californicus)* es una de las opciones más viables en el entorno boliviano.

- La profundidad de plantación estará comprendida entre 10-20 cm por debajo de la superficie del material filtrante.

- Para la plantación no se requiere ningún sustrato especial, empleándose el recomendado como relleno del humedal.

7.4.8 Operación y mantenimiento

Las labores de operación y mantenimiento de las etapas de pretratamiento y de tratamiento primario ya se han detallado en los apartado 6.3.5 y 6.5.2.6, respectivamente.

En lo referente a las labores de operación y mantenimiento de los propios Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial:

- En cada visita a la PTAR el operador comprobará que la entrada de agua a los distintos humedales, y la salida de los efluentes de los mismos, transcurren con normalidad, para detectar cualquier posible problema de obstrucciones en las conducciones, o en los materiales filtrantes.

- En cada visita se revisarán los sistemas de distribución de aguas a tratar a los humedales.

- En cada visita se comprobará el correcto funcionamiento del sistema que permite la alimentación intermitente a los Humedales de Flujo Vertical (bombeo o sifones de descarga controlada).

- Mensualmente se verificará la impermeabilización del confinamiento de los humedales.

- Durante los primeros meses de operación deben eliminarse las malas hierbas que puedan competir con la vegetación implantada en los humedales.

- Anualmente, una vez finalizado el ciclo vegetativo de las plantas, se procederá a su siega y a la evacuación de la biomasa vegetal extraída. Con ello se evita que se descomponga la vegetación seca en el interior del humedal, liberando nutrientes y contribuyendo a la colmatación del sustrato filtrante. La siega se podrá llevar a cabo manualmente, mediante

el empleo de hoces o guadañas, o por medios mecánicos, con el uso de desbrozadoras motorizadas (Figura 7.84).

Figura 7.84. Siega de la vegetación de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial y evacuación de la misma.

- Anualmente, y coincidiendo con el momento de la siega de la vegetación seca (para facilitar la operación), se aconseja medir la permeabilidad del sustrato filtrante en los Humedales de Flujo Horizontal, al objeto de determinar su grado de colmatación. Para ello, se empleará el método descrito por *Pedescoll et al. (2009)*.

- Debe prevenirse y controlarse la aparición de posibles plagas que puedan hacer peligrar la existencia de la vegetación implantada en los humedales.

- Debe evitarse, en lo posible, la entrada a los humedales de animales que puedan alimentarse de la vegetación implantada.

7.4.9 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, cabe destacar las siguientes:

- Sencillez operativa.

- Consumo energético nulo o muy bajo.

- Bajos costos de explotación y mantenimiento.

- Posible aprovechamiento de la biomasa vegetal generada (ornamentación, alimentación animal).

- Mínima producción de olores, al no estar expuestas al aire las aguas a tratar.

- Perfecta integración en el medio ambiente natural.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Al igual que el resto de tecnologías extensivas, los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial requieren una notable superficie de terreno para su construcción, que es mayor en los horizontales que en los verticales. Esta circunstancia repercute notablemente en los costos de construcción cuando se hace necesaria la adquisición de los terrenos.

- No cuentan con mecanismos de control, de forma que puedan hacer frente a variaciones de las condiciones operativas. Es por ello, por lo que es muy importante que los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial estén bien concebidos, dimensionados y construidos.

- Los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal presentan riesgo de colmatación del sustrato, si este no se elige convenientemente, no funcionan correctamente las etapas de pretratamiento y tratamiento primario, o si la instalación recibe vertidos anómalos con elevadas concentraciones de sólidos en suspensión o grasas, y estos no quedan retenidos en las etapas previas a los humedales.

- Si el material disponible localmente no es el adecuado para el sustrato filtrante, se pueden incrementar notablemente los costos de construcción.

- Presentan pérdidas de agua por evapotranspiración, que incrementan la salinidad de los efluentes depurados, lo que puede comprometer su posterior reúso.

- Si no se quema el biogás producido en el Tanque Imhoff, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero. Igualmente, se pueden generar malos olores por los compuestos odoríferos que forman parte del biogás generado.

Referencias bibliográficas

Brix, H. (2004). Danish guidelines for small-scale constructed wetland systems for onsite treatment of domestic sewage. Vol. 1. pp.1-9. 9th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Avignon (France).

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, Portugal, pp. 195-218.

Fernández, J. (2014). Filtros verdes en flotación: conceptos básicos y criterios de selección y diseño. Jornada Depuración de aguas residuales de bajo coste para pequeñas poblaciones. Puebla de la Calzada (Badajoz). 12 de diciembre de 2014.

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. **21**, 129-142.

García, J., Aguirre, P., Mujeriego, R., Huang, Y., Ortíz, L., Bayona, J. (2004). Initial contaminant removal perfomance factors in horizontal flow red beds used for treating urban wastewater. Wat. Res. **38** (7), 1669-1678.

Kadlec, R.; Wallace, S. (2009). Treatment Wetlands. Second Edition CRC Press. Taylor &Francis Group. ISBN: 978-1-56670-526-4.

MARM (2010). Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. ISBN: 978-84-491-1071-9.

MARN (2016). 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.

Martín, I. (1989). Depuración de aguas con plantas emergentes. Ed. Servicio de Extensión Agraria, D.L. ISBN: 84-341-0659.

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.

Reed, S., Crites, S., Middlebrooks, E. (1995). Natural Systems for Waste Management and Treatment. 2nd Edition. McGraw-Hill, New York.

Rissy Plastics. http://www.rissyplastics.com/

Vymazal, J.; Kröpfelová, L. (2008). Wastewater Treatment in Constructed Wetlands with Horizontal Sub-SurfaceFlow. Springer Science + Bussines Media B.V. ISBN: 978-1-4020-8579-6.

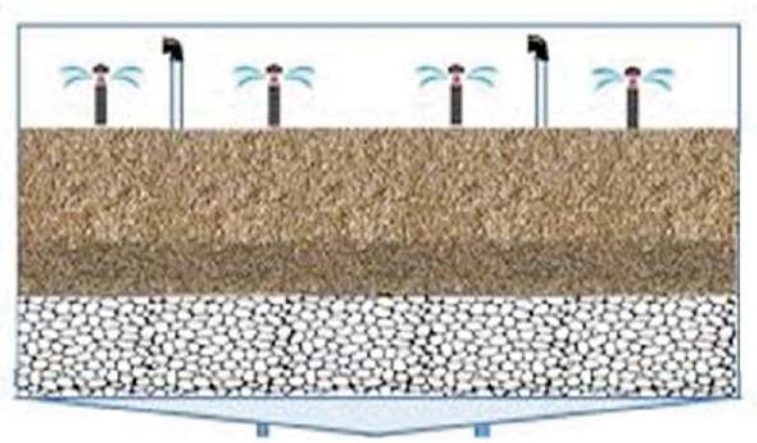
7.5 Lombrifiltros

7.5.1 Fundamentos

Los Lombrifiltros, también conocidos como Biofiltros Aeróbicos Dinámicos (BAD), constituyen una tecnología de tratamiento de las aguas residuales en la que estas atraviesan, en sentido descendente, un estrato de soporte constituido por un material celulósico (virutas/aserrín de madera), que sirve para la fijación de la biomasa bacteriana implicada en los procesos de depuración, y que descansa sobre capas inferiores de gravilla y piedras.

Además de la propia intervención bacteriana en los procesos de depuración biológica de las aguas a tratar, el estrato de soporte se siembra con lombrices, que contribuyen a mantener limpio el material filtrante, evitando su colmatación, a la vez que se va enriqueciendo su parte superior en humus. Esta capa superior se retira periódicamente, procediéndose a su sustitución por una nueva capa de virutas/aserrín. Se trata pues, de una tecnología de tratamiento en la que no se generan lodos, sino un humus que puede ser empleado como abono en actividades agrícolas (Figura 7.85) *(Cárdenas, 2017)*.

Figura 7.85. Sección de un Lombrifiltro.



Las aguas tratadas abandonan el Lombrifiltro por su parte inferior, sometiéndose, en ocasiones, a desinfección, siendo frecuente en este último caso en Bolivia, el empleo de radiación ultravioleta.

El proceso de depuración transcurre vía aerobia, dado que la alimentación al filtro se lleva a cabo de forma discontinua y, además, se implantan tuberías verticales conectadas al sistema de drenaje inferior, que sobresalen por la parte superior del estrato de soporte, facilitando la aireación de este merced a un efecto chimenea (Figura 7.86).

Figura 7.86. Lombrifiltro en la PTAR de Saipina (Santa Cruz de la Sierra. Bolivia). Se observan los aspersores para la distribución de las aguas y las tuberías de ventilación.

Al mantenimiento de las condiciones aerobias contribuye también la acción de las propias lombrices, que mantienen la porosidad del material de soporte como consecuencia del consumo que realizan de la materia orgánica que se va reteniendo en el mismo (impidiendo su colmatación) y de las numerosas galerías que van excavando, al desplazarse continuamente por la capa de virutas/aserrín.

Los Lombrifiltros vienen a ser pues una adaptación de los sistemas tradicionales de lombricultura (conjunto de operaciones relacionadas con la cría y producción de lombrices y el tratamiento de residuos orgánicos por medio de estos organismos, para su transformación en abono), con la diferencia de que en el caso de los Lombrifiltros el residuo orgánico es aportado por las propias aguas residuales a tratar, que percolan a través de un medio filtrante, en el que se encuentra un elevado número de lombrices.

En lo referente al tipo de lombrices que se emplean en los Lombrifiltros, la especie *Eisenia foetida*, también conocida como lombriz roja californiana, es la más utilizada en este tipo de tratamiento (así como en lombricultura). Estas lombrices miden al nacer 1 mm y alcanzan de 6 a 8 cm en su etapa adulta, con un peso que puede alcanzar 1 gramo *(Salazar, 2005)*. Se trata de una especie muy prolífica, llegando a duplicar su población cada 3 meses, y que presenta una gran tolerancia a la cohabitación, lo que permite obtener densidades de 4.000 a 50.000 individuos por m^2 *(Salazar, 2005)*.

Las lombrices rojas viven un promedio de 4 años, pudiendo llegar a los 15 en las condiciones adecuadas *(Macchiavelli, 2007)*. Ingieren diariamente una cantidad de comida equivalente a su peso y expelen el 60% de la misma transformada en humus, mientras que el 40% restante lo emplean en la síntesis celular, la respiración y otros procesos vitales *(Reyes, 2016)*.

Figura 7.87. Lombrices rojas *(Eisenia foetida) (Lombricultura Guadalajara, 2017)*.

La Tabla 7.41 recoge el comportamiento de estas lombrices ante diferentes parámetros de su entorno *(Basaure, 1993)*.

Tabla 7.41. Comportamiento de las lombrices rojas.

Parámetro	Nivel óptimo	Nivel adecuado	Peligro de muerte
Temperatura (ºC)	20	15 - 24	<5 - >35
Humedad (%)	75	70 - 80	<55 - >85
pH	6,5 - 7,5	6,0 - 8,0	<4,5 - >8,5
Conductividad eléctrica (mmhos/cm)	2,5	3,0	> 8,0

Como puede observarse, en el caso del tratamiento de aguas residuales típicamente urbanas, se cumplen normalmente los requisitos establecidos para los valores de pH y de conductividad eléctrica, por lo que los principales riesgos para la supervivencia y reproducción de las lombrices en los Lombrifiltros vendrán asociados a valores de la temperatura y/o de la humedad fuera de los rangos establecidos. Además, debe tenerse en cuenta que las lombrices expuestas directamente a los rayos solares mueren en minutos.

Los Lombrifiltros constituyen una tecnología de tratamiento de las aguas residuales relativamente novedosa en Bolivia, por lo que aún no se cuenta con una experiencia contrastada sobre la misma, lo que aconseja limitar su rango de aplicación por debajo de los 500 m^3/d de aguas residuales a tratar.

Por otro lado, dada la escasa y a veces contradictoria información existente sobre los Lombrifiltros, para su diseño y construcción se hace preciso acudir a empresas especializadas en este tipo de tecnología de tratamiento.

7.5.2 Rendimientos

La Tabla 7.*42 (BIDATEK)* recoge los datos que se encuentran en la bibliografía sobre los rendimientos de depuración que alcanzan los Lombrifiltros en el tratamiento de las aguas residuales urbanas.

7.5.3 Producción de lodos

En este tipo de tratamiento no se generan lodos, sino un humus, como consecuencia de la actividad de la población de lombrices que se desarrolla en el sustrato filtrante.

Tabla 7.42. Rendimientos de depuración de los Lombrifiltros.

	Rendimientos (%)
Sólidos en suspensión (%)	85 - 95
DBO_5 (%)	85 - 95
DQO (%)	80 - 90
N_T (%)	15 - 20[1,2]
P_T (%)	10 - 30[3]
Coliformes fecales (u. log.)	1 - 2

[1]En ocasiones se han reportado rendimientos superiores, pero debido a la escasa certeza de esta información, se recomienda, a efectos de diseño, trabajar con los rendimientos de la tabla.
[2]Cuando se diseñan específicamente los Lombrifiltros para nitrificar/desnitrificar, se alcanzan rendimientos de eliminación de N_T de hasta el 70%.
[3]En ocasiones se han reportado rendimientos de eliminación de P_T superiores, pero debido a la escasa certeza de esta información, se recomienda, a efectos de diseño, trabajar con los rendimientos de la tabla.

Este humus se retira del Lombrifiltro cada 12-18 meses, generándose del orden de 0,2-0,3 m^3/m^2/año *(BIDATEK; GEMAT)*, con un alto grado de estabilización de la materia orgánica presente.

7.5.4 Consumo de energía eléctrica

En los casos en los que las instalaciones del pretratamiento no estén mecanizadas, el consumo energético de esta tecnología de tratamiento se centra en el funcionamiento del bombeo, que alimenta de forma intermitente al Lombrifiltro con las aguas residuales a tratar. Dado que los Lombrifiltros se disponen enterrados o semienterrados, la altura de bombeo es reducida, estimándose el consumo eléctrico para este menester en unos 0,02 kWh/m^3.

7.5.5 Dimensionamiento

7.5.5.1 Eliminación de la materia carbonada

En este apartado debe recalcarse la falta de datos contrastados relacionados con el dimensionamiento de los Lombrifiltros, correspondiéndose la escasa información disponible con experiencias empíricas de instalaciones operativas en distintas localizaciones geográficas, por lo que los parámetros de dimensionamiento deben interpretarse con cautela.

Para el dimensionamiento de los Lombrifiltros, para la eliminación de la materia carbonada, se suele hacer uso de los siguientes parámetros (*adaptado de BIDATEK)*:

- Carga hidráulica
- Carga orgánica superficial
- Carga superficial de sólidos en suspensión
- Relación largo/ancho
- Altura del material de soporte

La *carga hidráulica* viene definida por:

$$C_h = \frac{Q}{S}$$

Donde:

C_h: carga hidráulica ($m^3/m^2/d$)
Q: caudal de aguas residuales a tratar (m^3/d)
S: superficie del Lombrifiltro (m^2)

El valor recomendado de carga hidráulica para los Lombrifiltros es de ≤0,5 $m^3/m^2/d$ *(BIDATEK)* y para su determinación, aparte de la propia corriente de alimentación, en los casos en los que los Lombrifiltros no estén cubiertos, se aconseja que se tenga también en cuenta la pluviometría de la zona, dividiendo la precipitación anual por el número de días de lluvia.

La *carga orgánica superficial* se determina haciendo uso de la expresión:

$$C_{OS} = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

Donde:

C_{os}: carga orgánica superficial (g $DBO_5/m^2/d$)
C_a: concentración de DBO_5 en las aguas residuales afluentes (g DBO_5/m^3)

Se recomienda operar con valores de carga orgánica superficial de 60-180 g $DBO_5/m^2/d$ *(BIDATEK)*.

No se considera necesario aplicar diferentes cargas orgánicas superficiales en las distintas zonas ecológicas. Esto viene justificado por el hecho de que en los procesos de depuración biológica que se dan en los Lombrifiltros tienen lugar reacciones de carácter exotérmico, que favorecen el mantenimiento de una temperatura de trabajo en el interior del material filtrante, superior a la temperatura ambiente, en los momentos más fríos del año.

La *carga superficial de sólidos en suspensión* viene dada por la expresión:

$$C_{sSS} = \frac{Q \cdot C_{aSS}}{S}$$

Donde:

C_{sSS}: carga superficial de sólidos en suspensión (g SST/m^2/d)
C_{aSS}: concentración de sólidos en suspensión totales en las aguas afluentes (g SST/m^3)

Se recomienda trabajar con valores de carga superficial de sólidos en suspensión ≤75 g SST/m^2/d *(BIDATEK)*.

En el caso en el que las características del agua residual a tratar no hagan posible cumplir con los tres parámetros de diseño propuestos (carga hidráulica, carga orgánica superficial y carga superficial de sólidos en suspensión), se pueden seguir las recomendaciones de GEMAT, que establecen que se puede operar satisfactoriamente Lombrifiltros con cargas orgánicas superficiales ≤200 g DBO_5/m^2/d.

En lo referente a la *relación largo/ancho* de Lombrifiltros, en el caso de las configuraciones rectangulares, esta relación oscila entre 2 y 3.

Por último, *la profundidad del material de soporte* suele ser de 1 m.

Los Lombrifiltros presentan poca flexibilidad para hacer frente a puntas hidráulicas, por lo que este aspecto debe preverse en la etapa de dimensionamiento. Para ello es necesario llevar a cabo una buena gestión de los caudales de aguas pluviales que puedan llegar a la PTAR, mediante el empleo de aliviaderos de altura regulable en la obra de llegada, o de la implantación de tanques de laminación para evitar puntas excesivas de caudal en la alimentación al Lombrifiltro. Igualmente, es necesario asegurarse de que las infiltraciones a la red

de alcantarillado sean bajas en la zona de emplazamiento. Por todo ello, no se recomienda el uso de esta tecnología de tratamiento en zonas que presenten una elevada pluviometría, si no se tiene asegurado un buen funcionamiento de las redes de recogida de pluviales, ni en aquellas zonas que presenten niveles freáticos altos.

Al llevarse a cabo la alimentación de los Lombrifiltros por bombeo (debido a la intermitencia requerida en su alimentación), es muy importante considerar la modulación del funcionamiento de las bombas, mediante el empleo de varias bombas, o de variadores de velocidad.

El tanque de homogeneización/bombeo ejerce una cierta regulación del caudal con el que se alimenta a los Lombrifiltros.

7.5.5.2 Eliminación de las formas nitrogenadas

Nitrificación

Cuando por limitaciones de los requisitos de vertido sea precisa la nitrificación en el Lombrifiltro de las formas amoniacales presentes en las aguas a tratar, se seguirá el mismo procedimiento de dimensionamiento expuesto para la eliminación de la materia carbonada, pero en este caso, se reducirán los valores recomendados de las cargas hidráulica, orgánica y de sólidos, a los valores siguientes *(adaptado de BIDATEK)*:

- Carga hidráulica: ≤0,3 $m^3/m^2/d$
- Carga orgánica superficial: ≤150 g $DBO_5/m^2/d$
- Carga superficial de sólidos en suspensión: ≤60 g $SST/m^2/d$

También, debe garantizarse un nivel mínimo de alcalinidad de las aguas a tratar de 200 mg $CaCO_3$/L, dado que los procesos de nitrificación y de humificación de la materia orgánica provocan la generación de productos de carácter ácido que, en ausencia de la capacidad tampón necesaria en las aguas a tratar, pueden generar una disminución significativa de los valores del pH, lo que puede llegar a inhibir los procesos de nitrificación.

La temperatura ejerce una notable influencia sobre los procesos de nitrificación, al afectar notablemente las bajas temperaturas el comportamiento de las bacterias nitrificantes.

Por último, el nivel que se alcanza de nitrificación en los Lombrifiltros disminuye con el tiempo, conforme crece la edad del material filtrante, pasando del 90% en las etapas iniciales al 60% cuando este es maduro *(BIDATEK)*.

Desnitrificación

La bibliografía recoge rendimientos de eliminación de nitrógeno en los Lombrifiltros de hasta el 70%, especificándose que parte de los fenómenos de desnitrificación tienen lugar en los ambientes anaerobios que se dan en las propias deyecciones de las lombrices *(Macchiavelli, 2007)*. No obstante, debido a la escasez de información contrastable sobre esto, se recomienda ser cauto a este respecto.

Si, por necesidades de la normativa de vertido, se precisase una mayor reducción del contenido en nitrógeno total de los efluentes tratados, será necesario colocar tras el pretratamiento una etapa de tratamiento primario (Tanque Séptico, Tanque Imhoff), a la que se recircularía parte de los efluentes nitrificados a la salida del Lombrifiltro, al objeto de someterlos a procesos de desnitrificación vía anóxica. Ello conllevaría el sobredimensionamiento del tratamiento primario y del propio Lombrifiltro, que se dimensionaría para alcanzar la nitrificación de las formas amoniacales presentes en las aguas residuales a tratar.

7.5.5.3 Eliminación del fósforo

La bibliografía recoge rendimientos de eliminación de fósforo en los Lombrifiltros de hasta el 60%, no obstante, debido a la escasez de información contrastable sobre esto, se recomienda ser cauto a este respecto.

Si por las características de la zona de vertido de la PTAR fuese preciso alcanzar mayores rendimientos en la eliminación de este nutriente, se recomienda la aplicación de tratamientos fisicoquímicos, recurriendo a la adición de sales de hierro o de aluminio (ver Capítulo 8), a la salida de la unidad de tratamiento. Para la determinación de la dosis correcta de los agentes químicos precipitantes se requiere la realización de pruebas de jarras, en cada situación concreta.

7.5.5.4 Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento de un Lombrifiltro:

$$S = \frac{Q}{C_h}$$

1.- Determinación de la superficie del Lombrifiltro para cumplir el requisito de carga hidráulica

Fijado el valor recomendado de la carga hidráulica, se determina la superficie necesaria del Lombrifiltro mediante la expresión:

$$C_{OS} = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

2.- Determinación de la carga orgánica superficial para la superficie obtenida

A partir de la superficie calculada en el anterior apartado, se determina el valor de carga orgánica superficial con la que operaría el Lombrifiltro, haciendo uso de la expresión:

$$C_{sSS} = \frac{Q \cdot C_{aSS}}{S}$$

3.- Determinación de la carga superficial de sólidos en suspensión para la superficie obtenida

A partir de la superficie calculada en el apartado 1, se determina el valor de carga orgánica superficial con la que operaría el Lombrifiltro, haciendo uso de la expresión:

Debe comprobarse que los valores obtenidos de carga orgánica superficial y de carga superficial de sólidos en suspensión entran dentro de los rangos recomendados. En caso contrario, deberá disminuirse la carga hidráulica, para cumplir con ambos requisitos.

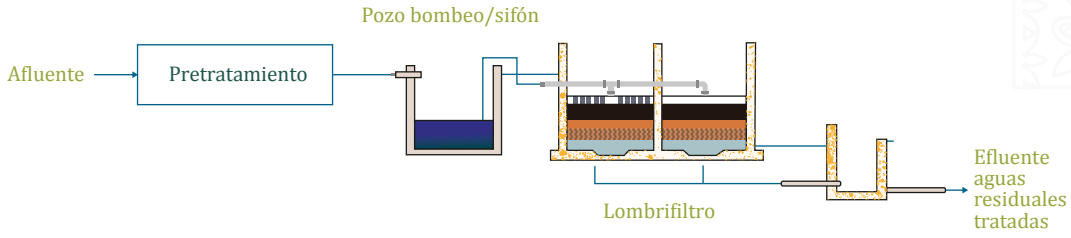
4.- Determinación de largo y ancho del Lombrifiltro

A partir de la superficie del Lombrifiltro finalmente aceptada, y de la relación largo/ancho recomendada, se procede a la determinación de estas dimensiones.

7.5.6 Línea de tratamiento propuesta

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.3.2.3, la línea de tratamiento propuesta para el caso de los Lombrifiltros, en base a la cual se desarrolla el dimensionamiento básico, es la siguiente:

Figura 7.88. Línea de tratamiento propuesta para los Lombrifiltros



7.5.6.1 Características de la línea de tratamiento

Rendimientos

Los rendimientos medios que se pueden obtener con la línea de tratamiento propuesta son los que se recogen en la Tabla 7.42.

Influencia de la climatología y la altitud

La temperatura, como en todo proceso biológico, tiene una marcada influencia en el comportamiento los Lombrifiltros, al afectar directamente al comportamiento de la población microbiana implicada en los procesos de depuración y al de las propias lombrices, disminuyendo los rendimientos que se alcanzan conforme la temperatura desciende y afectando esto muy negativamente a los procesos de nitrificación.

Como se ha visto en la Tabla 7.41, las lombrices rojas tienen un rango de temperatura (15-24 ºC), en el que desarrollan mejor su actividad, con un óptimo de 20 ºC.

Al no mantenerse expuestas a la atmósfera las aguas a tratar, sino que percolan a través del sustrato filtrante, en el que tienen lugar los procesos de depuración, en el interior de los Lombrifiltros se genera una cierta protección térmica en los momentos más fríos del año. Además, como se comentó con anterioridad, las reacciones de tipo exotérmico que tienen lugar en los procesos de depuración, contribuyen al mantenimiento de una temperatura más elevada en los momentos más fríos.

En los períodos fríos se produce una mayor mortandad de las lombrices, si bien, estas se desplazan a las zonas más bajas del filtro, lo que permite mantener activa una buena parte de su población.

En lo referente a la altitud, la influencia de la temperatura ya se ha comentado y sobre la posible incidencia de las bajas presiones parciales de oxígeno que se dan en altitudes elevadas sobre el comportamiento de las lombrices, este aspecto no se encuentra aún suficientemente documentado. No obstante, la bibliografía reporta Lombrifiltros operando correctamente a altitudes de 3.000-4.000 m. s.n.m. *(Macchiavelli, 2007; GEMAT)*.

La pluviometría influye notablemente en el comportamiento de los Lombrifiltros que operan sin cubierta, pues el agua de lluvia que cae sobre su superficie incrementa la carga hidráulica aplicada y puede provocar el encharcamiento del sustrato filtrante, con la consecuente muerte de las lombrices.

Adaptación a la zona ecológica

De la información recopilada en la revisión bibliográfica llevada a cabo sobre el comportamiento de esta tecnología de tratamiento, se desprende su capacidad para operar correctamente en las tres zonas ecológicas que se contemplan en la presente guía.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Los Lombrifiltros son muy sensibles a las sobrecargas hidráulicas. No obstante, cuando cuentan con un tanque de homogeneización previo para su alimentación intermitente, disponen de una cierta capacidad para uniformar los caudales de alimentación.

Por otro lado, el hecho de que en el sustrato filtrante se dé un "*efecto esponja*", al absorber parte de las aguas en cada periodo de dosificación, también confiere a los Lombrifiltros cierta capacidad para hacer frente a sobrecargas hidráulicas, siempre que estas sean puntuales.

Ante sobrecargas hidráulicas pronunciadas se puede producir el encharcamiento del material filtrante, lo que provoca que se pase de trabajar de condiciones aerobias a anaerobias, con la consiguiente variación de las especies bacterianas presentes y la mortandad de las lombrices, al anegarse el medio en el que proliferan.

Por último, frente a sobrecargas orgánicas los Lombrifiltros presentan un buen comportamiento y, al basarse en procesos de biopelícula, operan bien con aguas residuales diluidas.

Producción y características de los lodos generados en el tratamiento

En este tratamiento no se generan lodos sino un humus, debido a la actividad de la población de lombrices que se desarrolla en el sustrato filtrante. Este humus se retira del Lombrifiltro con una frecuencia de 1-1,5 años, generándose del orden de 0,2-0,3 m^3/m^2/año *(BIDATEK; GEMAT)*, con un alto grado de estabilización de la materia orgánica presente y siendo fácilmente manipulable, en

Tabla 7.43. Generación de humus en las líneas de tratamiento.

Zonas ecológica	Unidades	Habitantes		
		1.000	2.000	5.000
Altiplano	L/hab/año	29,2	37,5	45,8
Valles		42,9	50,0	57,1
Llanos		40,6	50,0	56,3

contraposición con los lodos en exceso que se generan en la mayoría de los tratamientos biológicos de las aguas residuales.

En la Tabla 7.43 se muestra la producción de humus en función de la zona ecológica y del tamaño de la población servida.

Por motivos de seguridad, si se procede a la aplicación de este humus en terrenos agrícolas, se aconseja un periodo previo de maduración de este producto

de 1-2 meses, para minimizar los posibles riesgos de contaminación biológica *(BIDATEK)*.

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

Las labores de operación y mantenimiento que se precisan para el correcto funcionamiento de los Lombrifiltros son simples, pero algunas de ellas precisan que sean diarias para asegurar el correcto funcionamiento de la línea de tratamiento.

Estas labores se centran en: la limpieza de las distintas etapas del pretratamiento, la verificación del correcto funcionamiento del dispositivo de bombeo que permite la alimentación intermitente a los filtros, la comprobación del reparto uniforme de las aguas a tratar sobre toda la superficie del sustrato filtrante, la toma periódica de muestras a la entrada y salida del Lombrifiltro para el control de su funcionamiento, la retirada periódica de la capa superior del material filtrante y reposición de material nuevo y el mantenimiento de la obra civil. No obstante, en los casos en que se recurre a pretratamientos mecanizados, se aconseja que para la realización de las labores de operación y mantenimiento se cuente con operadores con un cierto nivel de formación en el manejo de equipos electromecánicos.

Impactos medioambientales

Los impactos olfativos son mínimos, siempre que el Lombrifiltro opere correctamente, evitándose el encharcamiento del sustrato filtrante, lo que daría lugar a la instauración de condiciones de anaerobiosis, con la consiguiente emisión de olores desagradables.

Los posibles impactos sonoros son muy reducidos, pues la potencia requerida para el bombeo de las aguas a tratar hasta el Lombrifiltro es muy escasa.

En lo referente a los posibles impactos visuales, al construirse los Lombrifiltros semienterrados o enterrados, estos impactos se minimizan notablemente. Sí son mayores estos impactos cuando se recurre a la cubrición de los Lombrifiltros.

En el caso de deficiencias constructivas se pueden producir filtraciones, que pueden llegar a contaminar a las aguas subterráneas.

Figura 7.89. Lombrifiltro semienterrado (BIDATEK).

Influencia de las características del terreno

Dado que los Lombrifiltros se suelen construir por excavación en el terreno, los terrenos fáciles de excavar y con un nivel freático bajo, son los que reúnen las mejores condiciones para la acogida de esta línea de tratamiento.

Estimación de la superficie necesaria

De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

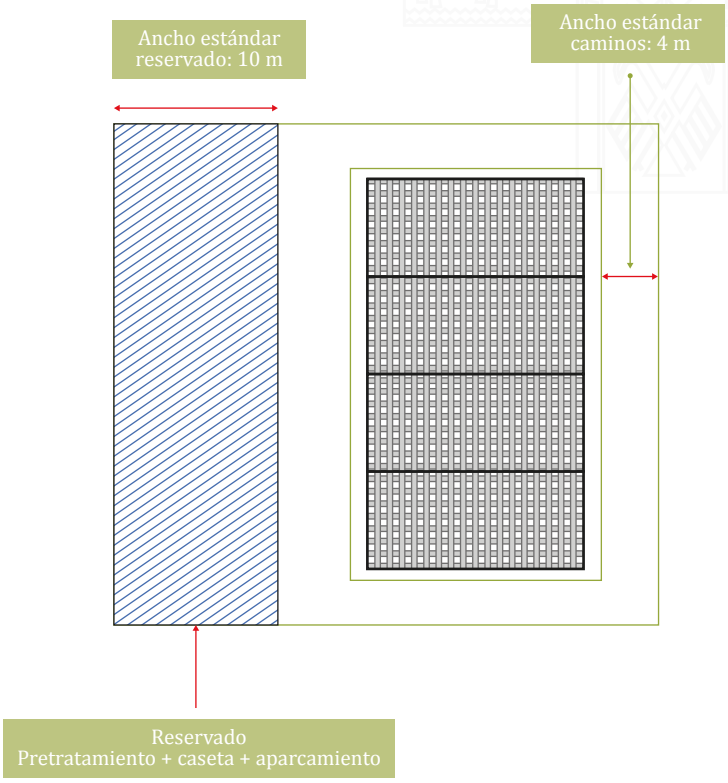
- Pretratamiento: rejas de desbaste de 3 y de 1 cm de paso, dispuestas en serie y de limpieza manual. Tras el desbaste se implantan un desarenador y un desengrasador, ambos de limpieza manual.

- Los Lombrifiltros se dimensionan con cargas hidráulicas de 0,30, 0,35 y 0,40 $m^3/m^2/d$, en el Altiplano, Valles y Llanos, respectivamente. Para estas cargas hidráulicas, debido a las altas concentraciones de entrada a la PTAR, los Lombrifiltros se han dimensionado con cargas orgánicas superficiales del orden de 200 g $DBO_5/m^2.d$, para todas las zonas ecológicas.

- En todos los casos se trabaja con una sola unidad de Lombrifiltro.

- Los Lombrifiltros se disponen semienterrados y presentan formas rectangulares (relación largo/ancho: 2).
- El fondo y las paredes del Lombrifiltro se construyen en hormigón armado.
- Las capas filtrantes, de abajo a arriba son las siguientes:
  - Capa de piedras silíceas de 15-20 cm de tamaño y de 0,30 m de espesor.
  - Capa de grava silícea de 3/4 - 1" de tamaño y de 0,30 m de espesor
  - Capa activa de aserrín/virutas de madera, de 1,0 m de profundidad
- Los Lombrifiltros cuentan con un resguardo se seguridad de 0,5 m.
- La alimentación intermitente de los Lombrifiltros se lleva a cabo mediante bombeo, instalado en un depósito de homogeneización, ubicado tras el pretratamiento y la distribución de las aguas sobre el sustrato filtrante se realiza con el auxilio de aspersores.
- No se ha considerado la protección de los Lombrifiltros mediante malla de sombreo o techumbre.
- No se tienen en cuenta los requisitos de superficie para la desinfección de los efluentes. Estos requisitos se establecen en el Capítulo 9 de la presente guía
- La disposición de los diferentes elementos del proceso depurador sigue la configuración siguiente:

Figura 7.90. Disposición esquemática para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para la línea de tratamiento, para las diferentes zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos se han estimado los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (m^2) , capacidad de tratamiento ($m^2/m^3/d$) y carga tratada ($m^2/kg\ DBO_5/d$).

Los dimensionamientos básicos se han realizado hasta los 500 m^3/d de capacidad de tratamiento, por considerarse que este es el rango idóneo de aplicación de los Lombrifiltros. Esta capacidad se corresponde con poblaciones servidas menores de 5.000 habitantes.

Las estimaciones de los requisitos de superficie se muestran en las gráficas siguientes:

Figura 7.91. Requisitos de superficie por habitante servido.

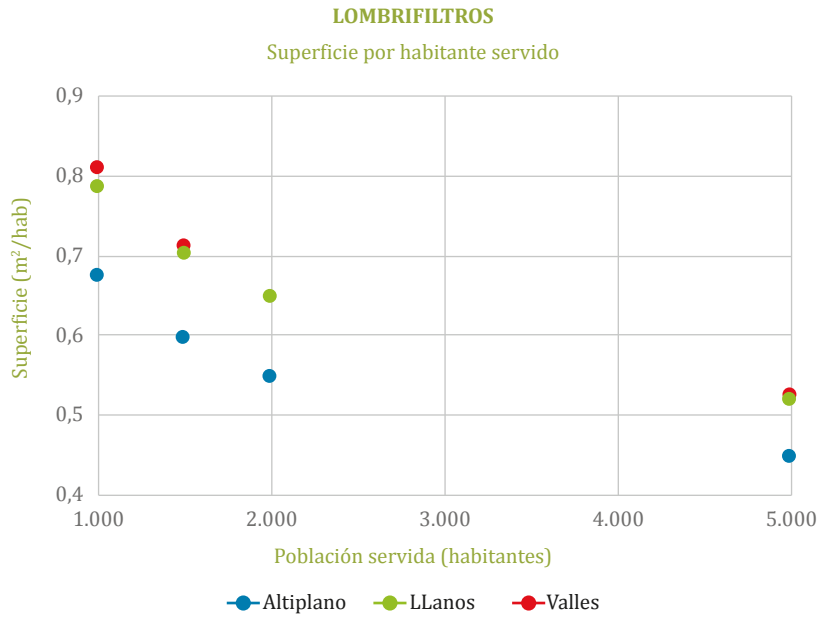


Figura 7.92. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

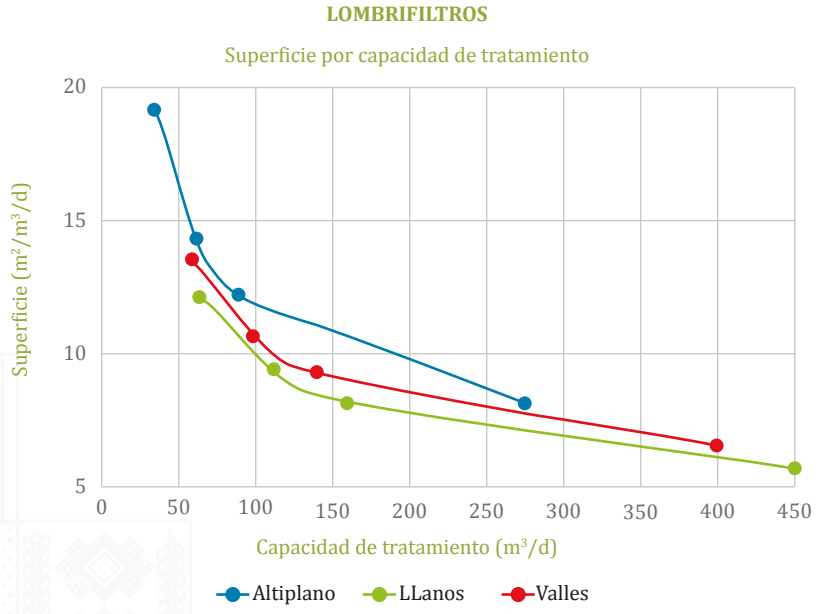
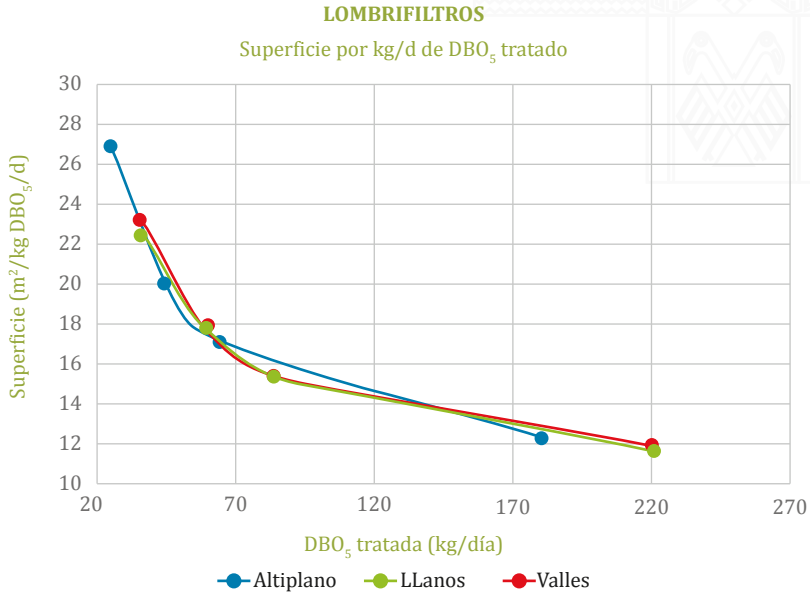


Figura 7.93. Requisitos de superficie por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



Se observa, que en los tres casos los requisitos de superficie por habitante servido, capacidad de tratamiento y DBO_5 tratada, siguen la tendencia clásica, consecuencia de la economía de escala, que conlleva a que los requisitos de superficie decaigan conforme crecen estos parámetros.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.91 se han desglosado en la Tabla 7.44 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan los Lombrifiltros, en las diferentes zonas ecológicas y para los distintos tamaños de población considerados.

Tabla 7.44. Porcentajes de superficie ocupada por los Lombrifiltros, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)			
	1.000	1.500	2.000	5.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por los Lombrifiltros			
Altiplano	20,2	26,1	30,2	43,4
Valles	24,0	29,6	35,5	45,9
Llanos	23,5	29,4	33,5	45,8

Se observa, que el porcentaje de superficie ocupado por los Lombrifiltros oscila entre el 20% y el 46% de la superficie total de la línea de tratamiento, correspondiéndose los porcentajes más bajos con las instalaciones de menor tamaño.

Estimación de los costos de construcción

A partir de los dimensionamiento básicos realizados y conforme a las bases de partida especificadas en el apartado 5.5.2.2 se han confeccionado las gráficas siguientes, que representan, para las distintas zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de construcción de la línea de tratamiento por habitante servido, capacidad de tratamiento (Bs/m^3/d) y carga tratada (Bs/kg DBO_5/d).

Figura 7.94. Costos de construcción por habitante servido.

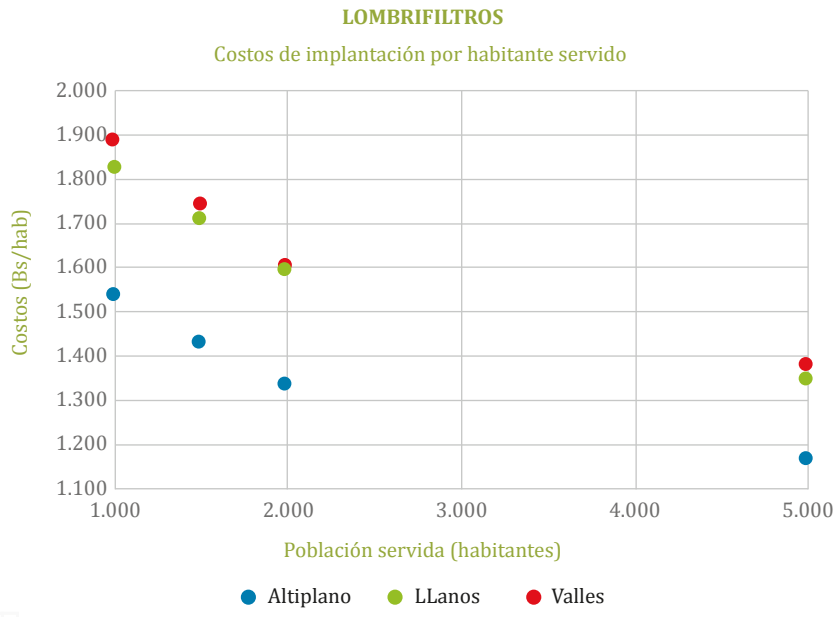


Figura 7.95. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

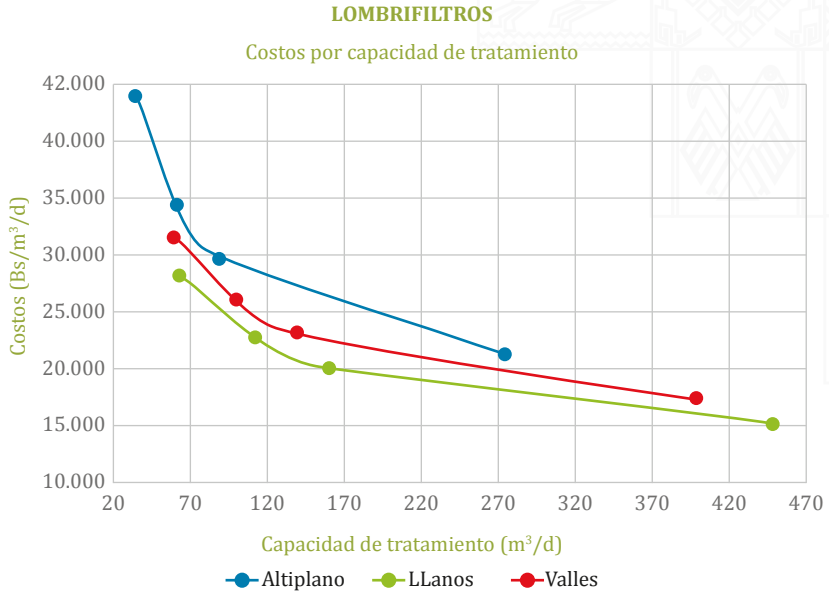
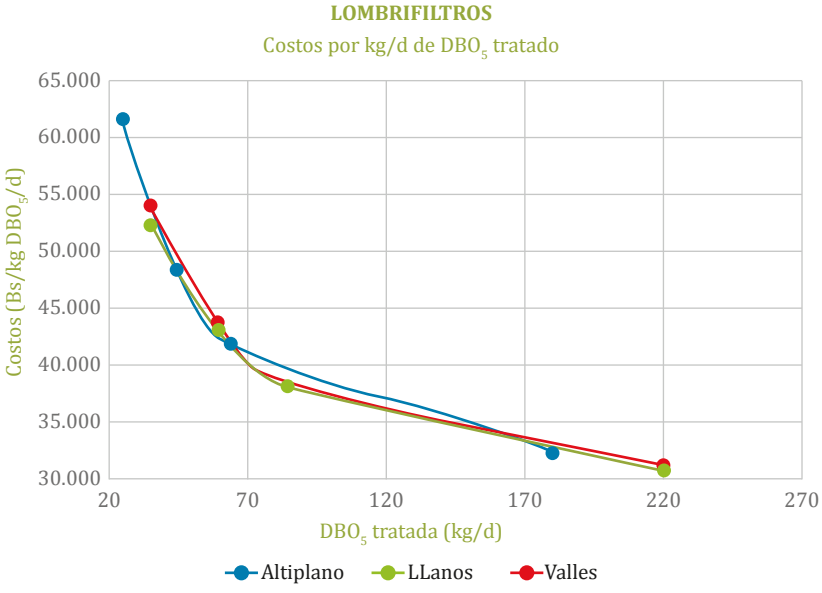


Figura 7.96. Costos de construcción por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



En las tres curvas se observa un comportamiento habitual, consecuencia de la economía de escala, disminuyendo los costos de construcción conforme aumentan los habitantes servidos, la capacidad de tratamiento y la DBO_5 tratada. Al no tenerse en cuenta la temperatura en el proceso del dimensionamiento básico, se obtienen costos menores por habitante servido en el Altiplano, al darse en

esta zona las dotaciones de aguas residuales y de cargas contaminantes más bajas por habitante servido.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.94, se han desglosado en la Tabla 7.45 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de implantación de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, cárcamo de bombeo, Lombrifiltros, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Se observa que, conforme se incrementa la población servida, aumenta el porcentaje de costo correspondiente a los Lombrifiltros (llegando a alcanzar el 75% del costo total de la línea de tratamiento), mientras que disminuyen los porcentajes de costo del resto de partidas.

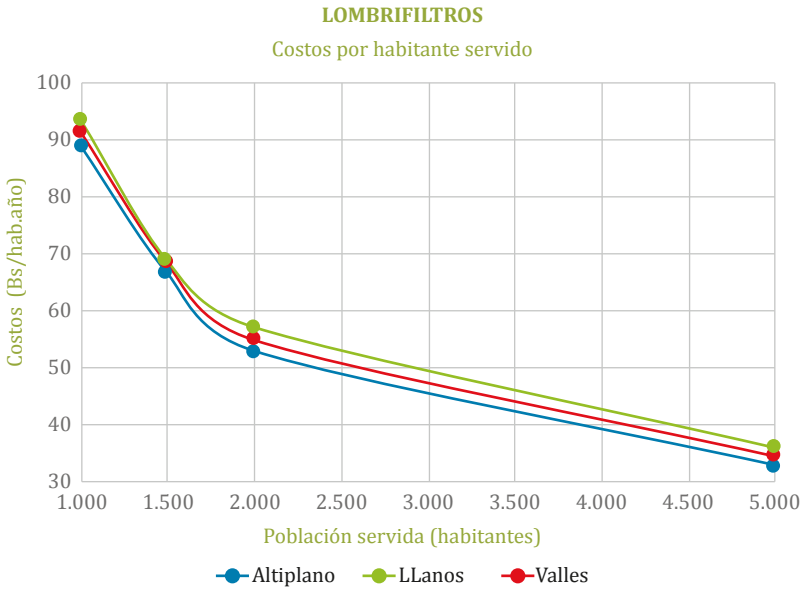
Tabla 7.45. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Habitantes			
	1.000	1.500	2.000	5.000
Altiplano				
Pretratamiento	6	4	3	2
Lombrifiltros	63	67	68	74
Caseta de servicios	7	5	4	2
Caminos perimetrales	4	3	3	2
Cerramiento	1	1	1	1
Valles				
Pretratamiento	4	3	3	1
Lombrifiltros	66	69	71	75
Caseta de servicios	5	4	3	1
Caminos perimetrales	3	3	2	2
Cerramiento	1	1	1	1
Llanos				
Pretratamiento	5	3	3	1
Lombrifiltros	65	69	71	75
Caseta de servicios	5	4	3	1
Caminos perimetrales	3	3	2	2
Cerramiento	1	1	1	1

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento, y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3, se han confeccionado las siguientes curvas (Figura 7.97) que representan, para las distintas zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año).

Figura 7.97. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.



Se observa, que los costos de operación y mantenimiento son muy similares para las tres zonas ecológicas consideradas y que, como es habitual, estos costos disminuyen al incrementarse la población servida.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.97, se han desglosado en la Tabla 7.46 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Tabla 7.46. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Habitantes			
	1.000	1.500	2.000	5.000
Altiplano				
Personal (%)	60,6	55,0	50,9	32,8
Energía (%)	0,3	0,4	0,5	1,1
Mantenimiento y operación (%)	24,1	29,4	33,2	44,6
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	2,0	3,2	4,3	8,5
Control analítico (%)	13,1	11,9	11,0	13,0
Valles				
Personal (%)	59,0	53,3	49,1	31,2
Energía (%)	0,4	0,6	0,8	1,5
Mantenimiento y operación (%)	25,0	30,2	34,0	44,8
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	2,9	4,3	5,6	10,1
Control analítico (%)	12,8	11,6	10,6	12,4
Llanos				
Personal (%)	57,7	51,7	47,2	29,9
Energía (%)	0,4	0,7	0,9	1,6
Mantenimiento y operación (%)	26,7	32,3	36,3	47,0
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	2,7	4,2	5,4	9,6
Control analítico (%)	12,5	11,2	10,2	11,9

Se comprueba, que a medida que crece la población servida disminuyen los porcentajes de costos correspondientes al personal, mientras que por el contrario se incrementan los costos relacionados con la energía, el mantenimiento y operación y con el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento (especialmente el humus producido).

7.5.7 Características constructivas

Aliviadero en la obra de llegada

- Dada la sensibilidad de los Lombrifiltros a las sobrecargas hidráulicas, que pueden provocar la muerte de las lombrices, es de suma importancia implantar en la obra de llegada un aliviadero, que permita derivar fuera de la PTAR los caudales afluentes que excedan a los de diseño.

Pretratamiento

- Es muy frecuente, en las instalaciones existentes, que las aguas residuales a tratar se sometan tan sólo al paso por un cestillo perforado, para proceder a la eliminación de las partículas en suspensión de mayor tamaño, antes de su bombeo al Lombrifiltro. No obstante, para proteger a las bombas de alimentación, se aconseja también la implementación de un desarenador estático (cuando la presencia de arenas en las aguas a tratar sea elevada). Asimismo, en aquellos casos en que las aguas residuales presenten una elevada concentración de grasas, es aconsejable la implementación de un desengrasador estático, para evitar que estos residuos puedan llegar a colmatar el material filtrante.

- Cuando la alimentación a los Lombrifiltros se ejecute mediante el empleo de aspersores, y para evitar la rápida colmatación de estos, se recomienda la implementación de tamices de limpieza mecanizada, de 1-2 mm de paso. En estos casos, se recomienda mecanizar también las operaciones de limpieza del resto de operaciones del pretratamiento.

Tanque de homogeneización y bombeo

- Al requerirse que la alimentación a los Lombrifiltros se realice de forma intermitente, se hace necesaria la construcción de un tanque de homogeneización entre el pretratamiento y los filtros.

- Habitualmente la alimentación intermitente se lleva a cabo con el auxilio de bombas, recomendándose que se implanten dos unidades, que entrarán en funcionamiento de forma alternada, comandadas por sondas de nivel *(Hernández, 2005)*. De no ser así, al menos se recomienda que la PTAR cuente con una bomba de repuesto, para solventar de forma rápida las averías que pueden darse en la etapa de impulsión.

- En ocasiones, cuando la topografía lo permite, la alimentación intermitente a los Lombrifiltros puede llevarse a cabo mediante el empleo de sifones de descarga controlada (ver alimentación a los Humedales Artificiales de Flujo Vertical en el apartado 7.4.7).

- En lo referente a la cadencia de alimentación a los Lombrifiltros, se aconseja que los periodos de alimentación duren 15 minutos, seguidos

de 45 minutos de reposo, para permitir el escurrido de las aguas y la oxigenación del sustrato filtrante *(Macchiavelli, (2007).*

- El tiempo medio de drenaje en los Lombrifiltros es de 15-40 minutos *(Bouché y Soto, 2004; Macchiavelli, 2007).*

El confinamiento

- El confinamiento de los Lombrifiltros suele construirse en obra civil, cabiendo la posibilidad de que tanto el fondo como las paredes se ejecuten en hormigón armado, o de que para el fondo se emplee hormigón armado y ladrillos para las paredes, dado que en el interior del confinamiento no se acumula el agua, por lo que no se ejerce presión hidrostática sobre las paredes del confinamiento (Figura 7.98).

- Los Lombrifiltros pueden presentar tanto formas circulares, como cuadradas y rectangulares (con relaciones largo/ancho de 2 a 3). Las formas circulares minimizan el riesgo de zonas muertas, en las que no se distribuye homogéneamente la alimentación, pero suelen reservarse para las unidades de menor tamaño.

- Estas unidades de tratamiento se pueden disponer tanto sobre la superficie del terreno (en aquellas situaciones en las que el nivel freático se encuentre elevado), como semienterrados y enterrados (en emplazamientos fríos) (Figura 7.99).

Figura 7.98. Lombrifiltros con paredes de hormigón armado y de ladrillos *(BIDATEK).*

Figura 7.99. Lombrifiltros construidos en superficie y semienterrado *(BIDATEK).*

- Los Lombrifiltros suelen contar con un resguardo de seguridad de 0,5 m, por encima de la superficie del material filtrante.

- En ubicaciones en las que los veranos sean muy cálidos y en los que la radiación solar sea muy intensa, se recomienda recurrir a la protección de los Lombrifiltros mediante una malla de sombreo o una techumbre, para evitar el sobrecalentamiento de la parte superior del sustrato filtrante, lo que afecta negativamente a la actividad de las lombrices (Figura 7.100).

- En zonas que presenten una elevada pluviometría se aconseja que los Lombrifiltros vayan cubiertos para evitar que las aguas de lluvias lleguen a encharcar el filtro, con la consiguiente mortandad de las lombrices (Figura 7.100).

Figura 7.100. Protección de un Lombrifiltro mediante una malla de sombra (BIDATEK) y techumbre de la PTAR Fernández Alonso (Santa Cruz, Bolivia).

El sustrato filtrante

- En sentido ascendente, en el interior del confinamiento del Lombrifiltro se colocan las siguientes capas de materiales filtrantes *(Macchiavelli, 2007; GEMAT)*:
  - En el fondo del confinamiento una capa de piedras grandes (bolones), de naturaleza silícea y de 15-20 cm de diámetro, de 25-40 cm de espesor, que cubre el sistema de recogida de las aguas tratadas.
  - Una capa de grava silícea de 3/4 a 1 1/8", de 25-40 cm de espesor.
  - Una capa activa (en la que trabajarán las lombrices) de aserrín/virutas de madera, de 0,8-1,4 m de espesor.
- La capa activa de aserrín/virutas se separa de la capa de gravas haciendo uso de una malla raschel o de geotextil (Figura 7.101).

Figura 7.101. Malla se separación entre capas de sustratos filtrantes y sustrato celulósico (se observan las chimeneas de ventilación) y colocación del material celulósico) *(BIDATEK).*

- En lo referente a las características del aserrín/virutas a emplear en los Lombrifiltros se aconseja el empleo de aquellos que procedan de maderas blancas, dado que los procedentes de maderas rojas presentan elevados contenidos de taninos, que son tóxicos para las lombrices *(Basaure, 1993)*.

Los elementos de entrada

- A la salida del pretratamiento se dispondrá un elemento para la medición de los caudales afluentes.

- Se debe conseguir el reparto más uniforme posible de las aguas pretratadas sobre toda la superficie del sustrato filtrante, al objeto de evitar la aparición de zonas muertas, o de encharcamientos permanentes *(Del Águila, et al., 2011)*. Para ello, puede recurrirse a:

  - Alimentación mediante tuberías perforadas que descansan sobre el sustrato filtrante, que presentan un diámetro de 32 mm, una separación entre ellas de 0,6 m y que cuentan con orificios de 3 mm de diámetro, separados entre sí 0,6 m. Para minimizar los riesgos de obstrucción de los orificios, estos se disponen en la parte superior de las tuberías y para facilitar el vaciado de las tuberías entre alimentación y alimentación, uno de cada cuatro orificios se dispone hacia abajo. En los extremos de estas tuberías de disponen válvulas, que permiten su limpieza periódica *(MARM, 2010)*.

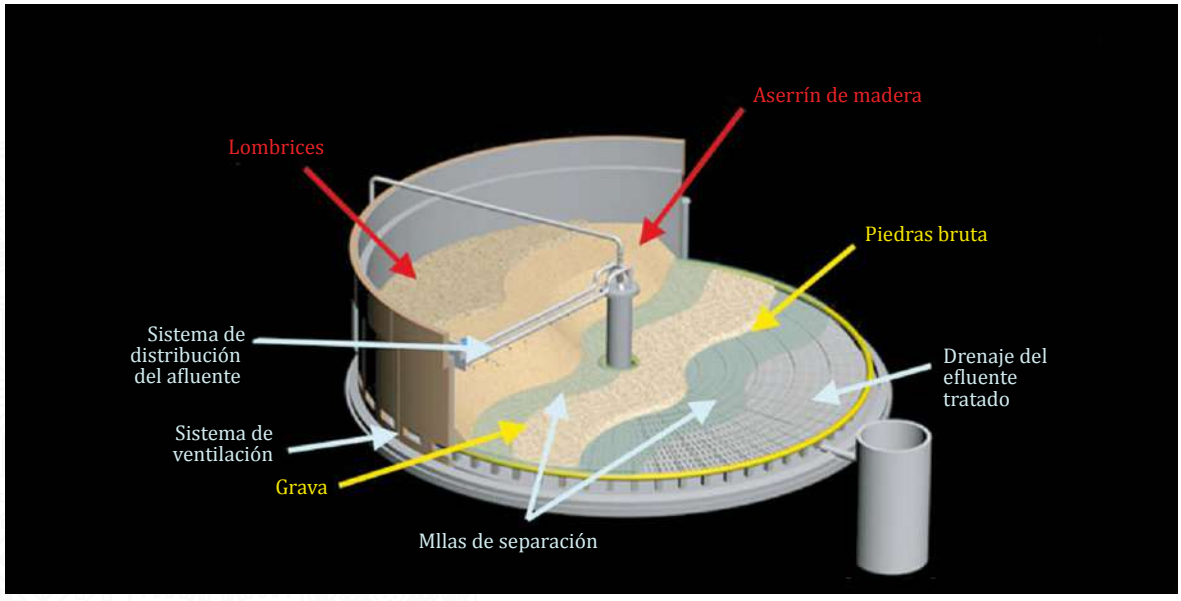
  - Riego mediante aspersores: que se colocan sobre la superficie del sustrato filtrante (Figura 7.102). Constituye una alternativa versátil pues permite activar/detener el riego sobre determinadas zonas del material filtrante, lo que facilita las labores de mantenimiento del Lombrifiltro, a la vez que permite gestionar variaciones de caudal en las aguas residuales afluentes. Como principales inconvenientes de este sistema de reparte cabe mencionar: necesidad de recurrir a una operación de tamizado en el pretratamiento, atascos frecuentes de los aspersores y riesgos sanitarios por la formación de aerosoles, que pueden expandir los organismos patógenos presentes en las aguas residuales a tratar.

  - Riego mediante un brazo de distribución giratorio: en este caso se emplean Lombrifiltros de sección circular, apoyándose el brazo de distribución en el punto central del Lombrifiltro y recorriendo su periferia (Figuras 7.102 y 7.103). Al ir girando el brazo lentamente, va regando sucesivamente distintas porciones del sustrato filtrante, mientras que otras van escurriendo. La potencia necesaria para la activación del brazo de distribución es del orden de 0,4 kW. Para limpieza cabe la opción de introducir agua a presión en el extremo

del brazo, o de contar con electroválvulas que permitan la limpieza periódica de los orificios de salida con agua de red, al objeto de evitar taponamientos. Esto último, no haría necesaria la operación de tamizado en el pretratamiento.

Figura 7.102. Riego de Lombrifiltros mediante aspersores y mediante un brazo de distribución giratorio *(BIDATEK)*.

Figura 7.103. Riego de Lombrifiltros mediante un brazo de distribución giratorio *(Macchiavelli, 2007)*.



- Una modalidad, más tecnificada, de este brazo de distribución está provista de un mecanismo que permite el rastrillado de la superficie filtrante, a la vez que efectúa su irrigación (Figura 7.104).

Figura 7.104. Brazo de distribución giratorio dotado de sistema de rastrillado *(BIDATEK).*

Los elementos de salida

- Para facilitar la evacuación de las aguas tratadas, el fondo de los Lombrifiltros suele contar con una pendiente del orden del 1%, hacia la zona central, en la que se dispone un canal de recogida de las aguas tratadas (Figura 7.105).

Figura 7.105. Fondo de Lombrifiltro con canal central de recogida (PTAR Fernández Alonso, Santa Cruz, Bolivia).

7.5.8 Operación y mantenimiento

- Para la puesta en operación de los Lombrifiltros es práctica habitual traer las lombrices de otros Lombrifiltros en operación, repartiéndolas por toda la superficie del filtro, para que puedan colonizarlo completamente con mayor rapidez. La duración media de la etapa de puesta en operación es de unas dos semanas.

- Si el sistema se opera correctamente, tan sólo es necesaria una inoculación inicial de las lombrices.

- Unos buenos indicadores de la aclimatación de las lombrices a su nuevo hábitat serán su elevada movilidad y la aparición de las primeras larvas de color blanco *(Macchiavelli, 2007)*.

- Las labores de operación y mantenimiento de la etapa de Pretratamiento ya se han detallado en el apartado 6.3.5. En lo referente a las labores de operación y mantenimiento de los propios Lombrifiltros *(adaptado de Miranda, 2005)*:

  - Diariamente se comprobará el correcto funcionamiento del sistema de dosificación de la alimentación.

  - Diariamente se comprobará que el reparto de la alimentación sobre el sustrato filtrante es uniforme y que no quedan zonas sin regar, pues ello influye muy negativamente en los rendimientos de depuración. Si se detectan obstrucciones en los sistemas de distribución de las aguas a tratar (aspersores, tuberías perforadas) se procederá a su eliminación, empleando los medios habilitados para ello.

  - Diariamente se vigilará la formación de encharcamientos permanentes sobre la superficie del sustrato filtrante, pues ello es un claro síntoma de colmatación del mismo.

  - Semanalmente se procederá al rastrillado de la superficie del Lombrifiltro para mejorar la permeabilidad del sustrato filtrante y eliminar las malas hierbas que hayan podido crecer.

  - Cada 12-18 meses se procederá a la retirada de la capa superior del Lombrifiltro y a la colocación de una nueva capa de virutas/aserrín

(Figura 7.106). En esta operación, para evitar que se extraigan muchas lombrices con el humus, se disminuye, previamente, el riego del sustrato filtrante, para que las lombrices se vayan hacia el fondo.

Figura 7.106. Retirada de la capa superior de un Lombrifiltro y aspecto del material humificado tras un periodo de maduración.

- La observación periódica de las lombrices permite estimar el correcto funcionamiento del Lombrifiltro. Las lombrices adultas deben presentar un color rojo brillante. Un color oscuro sin brillo será indicador de que la humedad del medio filtrante es muy baja. Por el contrario, un exceso de humedad en este medio dará lugar a que el cuerpo de las lombrices presente una consistencia mucho más blanda de lo habitual *(Macchiavelli, 2007)*.

7.5.9 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Lombrifiltros, cabe destacar las siguientes:

- Bajos costos de operación y mantenimiento.
- Bajos requisitos de superficie, en comparación con otras tecnologías de carácter extensivo.
- Bajo consumo energético y sencillez operativa.

- Facilidad de construcción gradual. Al tratarse de un proceso de construcción modular se puede efectuar la ampliación gradual del mismo, en función de las necesidades de depuración.

- Bajos impactos ambientales.

- No se generan lodos en exceso, sino un humus, sólido, estabilizado y fácilmente manejable, con aplicación en agricultura

- Rápida puesta en operación, del orden de 2 semanas *(Macchiavelli, 2007)*.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Limitada experiencia contrastada en plantas monitorizadas, por lo que es necesario acudir a empresas especializadas a la hora de su diseño e implementación..

- Mayores requisitos de superficie que las tecnologías intensivas.

- Baja tolerancia a sobrecargas hidráulicas.

- Escasa capacidad para afrontar variaciones importantes de los caudales y cargas a tratar, al no contar con elementos de control sobre los que poder actuar. Es por ello, que es muy importante que los Lombrifiltros estén bien concebidos, diseñados y construidos.

- Los efluentes, al inicio de entrar en operación los Lombrifiltros, presentan una ligera coloración rojizo-amarillenta, consecuencia de los taninos presentes en la madera del sustrato orgánico, desapareciendo este color al consumirse el tanino, al cabo de unos meses (Figura 7.107).

Figura 107. Coloración de los efluentes de un Lombrifiltro debida a los taninos.

Referencias bibliográficas

Basaure, P. (1993). Manual de lombricultura. Chile.

BIDATEK. https://www.bidatek.com/

Bouché, M., Soto, P. (2004). An industrial use of soil animals for environment: the treatment of Organically Polluted Water by Lumbrifiltration. Montpellier (Francia).

Cárdenas, A. (2017). Diseño y modelización de un sistema de alimentación para Lombrifiltros. Tesis. Universidad Paraguayo Alemana. San Lorenzo (Paraguay).

Coca, S. (2008). Aplicación del lombrifiltro para el tratamiento de aguas residuales. Tesis Doctoral. Universidad Técnica de Oruro, Facultad Nacional de Ingeniería, Ingeniería Química.

Del Águila, P., Lugo, J., Vaca, R. (2011). Vermicomposting as a process to stabilize organic waste and sewage sludge as an application for soil. Tropical and Subtropical Agroecosystems.

GEMAT. http://www.gemat.cl/sistema-toha.php

Hernández, Y. (2005). Anteproyecto de construcción para aplicación de lombricultura al tratamiento de planta Llau-Llao de salmonera INVERTEC S.A. Tesis. Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Construcción Civil. (Valdivia, Chile).

Lombricultura Guadalajara (2017). http://www.lombriculturagdl.com

Macchiavelli. A. (2007). Aplicación de un Biofiltro Aérobico Dinámico en el tratamiento de aguas residuales domésticas. Proyecto de grado. Universidad Mayor de San Andrés. Facultad de Ingeniería Civil. La Paz (Bolivia).

MARM (2010). Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. ISBN: 978-84-491-1071-9.

Reyes. J. (2016). Determinación de la eficiencia del aserrín y la fibra de coco utilizados como empaque en Biofiltros, para el tratamiento de las aguas residuales. Enfoque UTE, 7(3).

Salazar, P. (2005). Sistema Tohá; una alternativa ecológica para el tratamiento de las aguas residuales en sectores rurales. Tesis para optar al título de Constructor Civil. Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Construcción Civil.

http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2005/bmfcis161s/doc/bmfcis161s.pdf

7.6 Filtros Percoladores

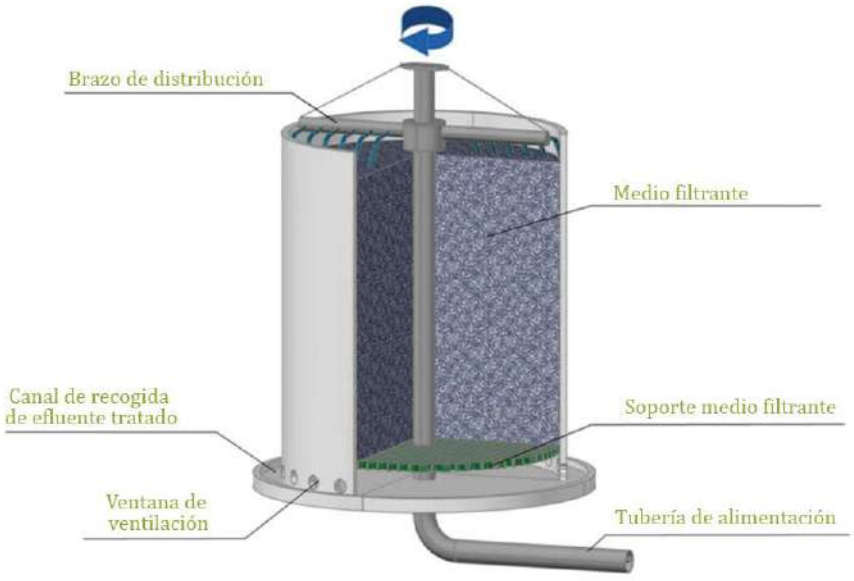
7.6.1 Fundamentos

La tecnología de tratamiento de las aguas residuales conocida como Filtros Percoladores se encuadra dentro de los procesos de biomasa fija (ver Capítulo 3) y básicamente consiste en el empleo de reactores, normalmente cilíndricos, rellenos de un material de soporte, sobre el que se fija la biomasa bacteriana responsable de los procesos de depuración, que transcurren principalmente vía aerobia.

Las aguas residuales a tratar (tras haber sido sometidas a etapas de pretratamiento y de tratamiento primario), alimentan al Filtro Percolador por arriba, desde

donde se distribuyen homogéneamente por la parte superior del soporte filtrante, al objeto de conseguir el máximo grado de mojado del mismo (Figura 7.108).

Figura 7.108. Esquema de un Filtro Percolador.



Las aguas percolan (de ahí el nombre de la tecnología) a través del material de soporte, abandonando el filtro por su parte inferior, desde donde son conducidas a una etapa de sedimentación secundaria, al objeto de separar las aguas tratadas de los lodos que se han ido generando en el proceso de depuración.

El oxígeno, necesario para que el filtro opere en condiciones aerobias, es suministrado a través de unas ventanas dispuestas en el fondo, bajo el material de soporte, por las que circulan corrientes de aire, gracias a un efecto chimenea.

La biopelícula, o biofilm, que se forma sobre la superficie del material de soporte va aumentando su espesor, hasta llegar a un valor límite, en el que se produce su desprendimiento, comenzando de nuevo su formación. Esta biomasa desprendida es la que se separa de las aguas tratadas, en la etapa de sedimentación secundaria, y constituye los lodos en exceso del proceso de tratamiento.

Figura 7.109. Filtro Percolador de la PTAR de El Abra, Sacaba (Bolivia).

El material de soporte juega un papel primordial en los Filtros Percoladores, pues sobre él se desarrolla la biopelícula. Este material debe:

- Permitir un buen contacto entre al agua a tratar y el aire circulante con la biomasa adherida a su superficie.
- Facilitar la evacuación de la biomasa (lodos) que se va desprendiendo periódicamente, para evitar su colmatación.

Las principales características de los materiales de soporte empleados en los Filtros Percoladores son:

- **Superficie específica (m^2/m^3):** determina el área externa del material de soporte por unidad de volumen. A mayor superficie específica, mayor capacidad para la fijación del biofilm y, por tanto, mayor capacidad de tratamiento del Filtro Percolador. Esta superficie debe ser superior a 40 m^2/m^3 *(WEF, 1992)*. Superficies específicas elevadas están más expuestas a colmatación.
- **Índice de huecos (%):** indica la fracción vacía del material de soporte en relación con el volumen total del mismo. A mayor índice de huecos, menor riesgo de colmatación de este material. 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.

- **Densidad (kg/m³):** cuanto menor sea la densidad, se permitirán mayores alturas del material de soporte y, por tanto, menores necesidades de espacio y de obras de cimentación para la construcción del filtro.

- **Uniformidad:** la homogeneidad de tamaño y forma del material de soporte facilitan la circulación del agua y del aire a su través, minimizando el riesgo de su colmatación.

- **Resistencia mecánica y durabilidad:** el material de soporte debe permitir su transporte y colocación en el Filtro Percolador sin deteriorarse. Además, las capas inferiores del mismo deben soportar todo el peso de la columna de material, sin sufrir grandes deformaciones, que podrían originar problemas de colmatación.

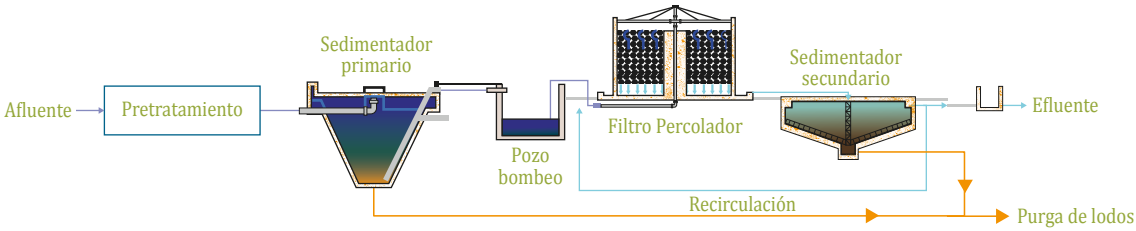
- **Inercia química:** el material de soporte debe ser inerte frente a los componentes de las aguas residuales a tratar para evitar su degradación, lo que podría dar lugar a obstrucciones.

Se puede resumir, diciendo que el material de soporte ideal es el que presenta una elevada superficie específica, con un alto índice de huecos y con un costo reducido. La Figura 7.110 muestra los materiales de soporte más empleados en los Filtros Percoladores.

Figura 7.110. Materiales de soporte empleados en Filtros Percoladores: piedras y piezas plásticas, individuales y en módulos estructurados.

El diagrama de flujo habitual en el tratamiento mediante Filtros Percoladores se muestra en la Figura 7.111.

Figura 7.111. Diagrama de flujo clásico de una instalación de Filtros Percoladores.

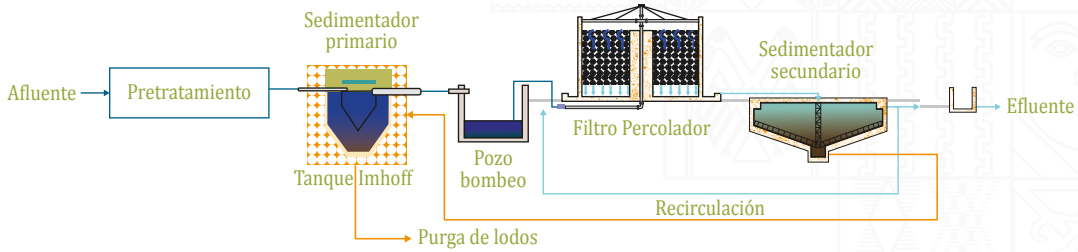


Como se observa, las aguas residuales tras su paso por el pretratamiento, alimentan una etapa de sedimentación primaria. La reducción de los sólidos en suspensión que llegan al filtro es un aspecto clave, para evitar problemas de obstrucciones en el sistema de reparto de las aguas afluentes sobre el material de soporte y en el propio material filtrante. Los efluentes de la etapa de sedimentación primaria se bombean para alimentar al Filtro Percolador por su parte superior y las aguas, a la salida del filtro, pasan a una etapa de sedimentación secundaria, antes de su vertido final.

Operando bajo este diagrama de flujo, el tratamiento mediante Filtros Percoladores genera lodos sin estabilizar en las dos sedimentaciones (primaria y secundaria), lodos que deben tratarse como paso previo a su disposición final.

Para solventar este inconveniente, y especialmente para rangos medios-bajos de población servida, se puede sustituir la etapa de sedimentación primaria por un Tanque Imhoff o RAFA. Esta disposición simplifica y abarata la gestión de los lodos en exceso, dado que los lodos del sedimentador secundario se conducen al Tanque Imhoff/RAFA, para lograr su estabilización vía anaerobia (Figura 7.112), lo que evita la extracción continua de estos subproductos de la PTAR.

Figura 7.112. Diagrama de flujo de un Filtro Percolador operando con un tanque Imhoff en cabecera.



7.6.2 Rendimientos

Para tener en cuenta la influencia de la temperatura en el rendimiento de los Filtros Percoladores, que recurren al empleo de materiales plásticos, puede hacerse uso de la siguiente expresión *(Metcalf&Eddy, 2013)*:

$$C_e = \frac{C_{atp}}{(R+1)\, e\left\{\frac{k_{20} \cdot S_r \cdot h \cdot \theta^{(T-20)}}{[C_h\,(R+1)]^n}\right\} - R}$$

Donde:

C_e: concentración de DBO_5 del efluente del Filtro Percolador tras la etapa de sedimentación secundaria (g/m^3)

C_{atp}: concentración de DBO_5 del afluente al filtro, tras el tratamiento primario ($g\ DBO_5/m^3$)

R: tasa de recirculación (adimensional)

k_{20}: constante de tratabilidad del filtro a 20 ºC ($((L/s)^{0,5}/m)$)

S_r: superficie específica del material de soporte limpio (m^2/m^3)

h: altura del material de soporte (m)

θ: coeficiente de corrección de temperatura (1,035)

C_h: carga hidráulica basada en el caudal del efluente del tratamiento primario ($L/m^2/s$)

n: constante característica del material de soporte (adimensional)

El rendimiento en eliminación de DBO_5 que se alcanza en un Filtro Percolador viene dado por la expresión:

$$rDBO_5 = \frac{(C_a - C_e) \cdot 100}{C_a}$$

Donde:

$rDBO_5$: porcentaje de eliminación de DBO_5 (%)
C_a: concentración de DBO_5 en las aguas residuales afluentes (g DBO_5/m^3)
C_e: concentración de DBO_5 en las aguas residuales efluentes (g DBO_5/m^3)

Los rendimientos medios de eliminación, referidos a los efluentes del tratamiento primario, que se alcanzan en los Filtros Percoladores, son del orden de: sólidos en suspensión (70-85%), DBO_5 (80-85%), DQO (75-80%), N_T (20-35%), P_T (20-30%) y de una unidad logarítmica en el caso de los coliformes fecales.

A modo de ejemplo, el Filtro Percolador implantado en la PTAR de Puchukollo (Altiplano boliviano), operando con una carga volumétrica de 0,35 kg $DBO_5/m^3/d$, alcanza un rendimiento medio de eliminación de DBO_5 del 80%, empleando "*sessil*" como material de soporte (Figura 7.113).

Figura 7.113. Material de soporte "sessil" empleado en la PTAR de Puchukollo.

7.6.3 Producción de lodos

En lo referente a la producción de lodos en los Filtros Percoladores, se asume que esta es de 0,75 kg m.s./kg de DBO_5 eliminado *(ATV-DVWK-A 281E, 2001)*.

7.6.4 Consumo de energía eléctrica

En función de que se recurra o no a recirculación, y al grado de la misma, así como de la topografía de la zona, que puede requerir la elevación de las aguas a tratar, el consumo de energía eléctrica en instalaciones de Filtros Percoladores puede estimarse en 0,6-0,9 kWh/kg de DBO_5 eliminado *(MARM, 2010)*.

7.6.5 Dimensionamiento

7.6.5.1 Eliminación de la materia carbonada

Para el dimensionamiento de los Filtros Percoladores se siguen las recomendaciones de la norma ATV-DVWK-A 281E (2001), que recoge como principales parámetros:

- Carga volumétrica
- Tasa de recirculación
- Carga hidráulica a caudal medio y máximo
- Fuerza de lavado
- Altura del material de soporte

La *carga volumétrica* en los Filtros Percoladores viene definida por la expresión:

$$C_v = \frac{Q \cdot C_{atp}}{V}$$

Donde:

C_v: carga volumétrica (kg $DBO_5/m^3/d$). Los m^3 hacen referencia al volumen del material de soporte.
Q: caudal de aguas residuales a tratar (m^3/d)
Catp: concentración de DBO_5 de las aguas afluentes al Filtro Percolador tras el tratamiento primario (kg DBO_5/m^3).
V: volumen del material de soporte (m^3)

En función de la carga volumétrica con la que operan, los Filtros Percoladores que habitualmente se emplean para el tratamiento de las aguas residuales urbanas, se pueden clasificar en:

- **Filtros Percoladores de baja carga:** operan con cargas volumétricas <0,4 kg $DBO_5/m^3/d$ *(MARN, 2016),* lo que disminuye el riesgo de colmatación del material de soporte, pudiendo generar efluentes nitrificados en mayor o en menos grado, dependiendo de la temperatura de operación y de la carga volumétrica aplicada. A más temperatura de trabajo y menor carga volumétrica, mayor es el grado de nitrificación que se alcanza.

- **Filtros Percoladores de media carga:** trabajan con cargas volumétricas de 0,4-0,8 kg $DBO_5/m^3/d$ *(MARN, 2016)*. Al incrementarse la carga aplicada, la recirculación juega un papel importante para prever problemas de colmatación.

Para la determinación de la carga volumétrica con la que deben operar los Filtros Percoladores, la norma ATV-DVWK-A 281E aconseja que para los filtros que empleen como soporte materiales que presenten al menos 100 m^2/m^3 de superficie específica, se opere con cargas volumétricas ≤0,4 kg $DBO_5/m^3/d$, indicándose que este valor debe ser contrastado con ensayos "in situ", o referencias de la zona en la que se vaya a implantar el filtro.

Debe hacerse constar que esta norma está redactada en Alemania, para una temperatura media de las aguas a tratar de 12 ºC, en el mes más frío.

Para estimar la carga volumétrica a la temperatura de operación en cada zona ecológica contemplada en la guía, se ha hecho uso de la expresión:

$$C_{vc} = 0{,}4 \cdot \theta^{(T-12)}$$

Donde:

Cvc: carga volumétrica corregida por la temperatura (kg DBO5/m3/d)
θ: coeficiente de corrección de temperatura (toma un valor de 1,035)
T: temperatura de operación (ºC)

A partir de esta expresión y de *MARN (2016)* se ha confeccionado la Tabla 7.47, que muestra las cargas volumétricas estimadas para cada zona ecológica, para Filtros Percoladores que operen con materiales de soporte de piedras y con materiales plásticos.

Tabla 7.47. Cargas volumétricas estimadas para las diferentes zonas ecológicas, para la eliminación de la materia carbonada, para Filtros Percoladores con materiales de soporte de piedras y de materiales plásticos.

Zona ecológica	Carga volumétrica (kg $DBO_5/m^3/d$)	
	Piedras	Plásticos
Altiplano	0,2 - 0,4	0,3 - 0,5
Valles	0,3 - 0,5	0,4 - 0,6
Llanos	0,5 - 0,7	0,7 - 0,9

La *tasa de recirculación* se define mediante la expresión:

$$T_r = \frac{Q_r}{Q}$$

Donde:

T_r: tasa de recirculación (adimensional)
Q_r: caudal de recirculación aplicado al filtro (m^3/d)

Los efluentes se recirculan al Filtro Percolador para cumplir los siguientes objetivos:

- Lograr una distribución más uniforme de la alimentación sobre toda la superficie del material de soporte, al aumentar la carga hidráulica aplicada sobre el mismo.

- Evitar la aparición de zonas secas en el material de soporte.

- Lograr un caudal de percolación, lo suficientemente alto, para poder arrastrar las porciones de biopelícula desprendidas y evitar así la colmatación del material de soporte.

- Diluir la concentración contaminante del agua residual y evitar una DBO_5 en la alimentación al filtro percolador demasiado alta, que puede provocar problemas de colmatación.

La recirculación puede hacerse con las aguas que salen del filtro, o con las que salen del sedimentador secundario. En el primero de los casos no se afecta al comportamiento hidráulico del sedimentador (no siendo necesaria su ampliación), pero se corre el riesgo de colmatación del material de soporte, por la elevada concentración de materia en suspensión que presentan estas aguas, especialmente si se recurre al empleo de áridos como material de soporte. No obstante, se tienen experiencias en Filtros Percoladores operando en Navarra (España), en los que la recirculación se efectúa con aguas de la salida del filtro, sin que se produzcan problemas de obstrucciones en el material de soporte.

La norma ATV-DVWK- A 281E recomienda que el grado de recirculación sea suficiente para diluir la concentración de DBO_5 de las aguas que alimentan al filtro por debajo de 150 mg/L. De acuerdo con ello, la tasa de recirculación se determina haciendo uso de la expresión:

$$T_r \geq \frac{C_{atp}}{150} - 1$$

Donde:

C_{atp}: concentración de DBO_5 (mg/L) de los efluentes del tratamiento primario

La norma también especifica que en el caso de que la recirculación a aplicar sea excesivamente alta, se pueden adoptar valores de la concentración de las aguas que alimentan a los filtros (tras la incorporación de la corriente de recirculación), superiores a los 150 mg/L de DBO_5. De todas formas, se sugiere que el dimensionamiento no se realice nunca con concentraciones de entrada a los filtros superiores a 200 mg/L de DBO_5.

La *carga hidráulica a caudal medio* con la que operan los Filtros Percoladores viene dada por la expresión:

$$C_{hQmed} = \frac{Q_{med} \cdot (1 + T_r)}{S}$$

Donde:

C_{hQmed}: carga hidráulica a caudal medio (m/h)
Q_{med}: caudal medio (m^3/h)
S: superficie de la sección transversal horizontal del Filtro Percolador (m^2)

Se recomienda que la carga hidráulica a caudal medio se encuentre entre 0,04-0,2 m/h, en el caso de emplear piedras como material de soporte y para cargas volumétricas de 0,1-0,4 kg $DBO_5/m^3/d$; y entre 0,4-1,2 m/h en el caso de recurrir a materiales de soporte de naturaleza plástica, con cargas volumétricas de 0,4-0,8 kg $DBO_5/m^3/d$ *(MARN, 2016)*.

En el caso de Filtros Percoladores precedidos de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), se recomiendan cargas hidráulicas a caudal medio de 0,62-0,75 m/h, en el caso de emplear piedras como material de soporte y cargas volumétricas de 0,5-1,0 kg $DBO_5/m^3/d$ *(von Sperling y Chernicharo, 2005)*.

La *carga hidráulica a caudal máximo* con la que operan los Filtros Percoladores viene dada por la expresión:

$$C_{hQmáx} = \frac{Q_{máx} + Q_r}{S}$$

Donde:

$C_{hQmáx}$: carga hidráulica a caudal máximo (m/h)
$Q_{máx}$: caudal máximo (m^3/h)
Q_r: caudal de recirculación (m^3/h)

Se recomienda que la carga hidráulica a caudal máximo sea <0,4 m/h y que las cargas volumétricas estén comprendidas entre 0,1-0,4 kg $DBO_5/m^3.d$, en el caso de emplear piedras como material de soporte. En el caso de recurrir a materiales

de soporte de naturaleza plástica, la carga hidráulica a caudal máximo será <2,5 m/h y la cargas volumétricas de 0,4-0,8 kg $DBO_5/m^3.d$ *(MARN, 2016)*.

Debe recalcarse, que los valores establecidos de carga hidráulica (a acaudales medio y máximo) sólo son válidos para los rangos de carga volumétrica que se especifican.

La *fuerza de lavado* viene definida por la expresión:

$$F_L = \frac{C_{hQmed} \cdot 1.000}{a \cdot n}$$

Donde:

F_L: fuerza de lavado (mm)
$C_{h\,Qmed}$: carga hidráulica a caudal medio, incluyendo la recirculación (m/h)
a: número de rotaciones del sistema de distribución (h^{-1}). Se fijan intervalos de riego no superiores a 30 segundos y tiempos de menos de 5 minutos para un giro completo del sistema de distribución.
n: número de brazos del sistema de distribución

Se recomiendan valores de la fuerza de lavado de 4-8 mm, para asegurar un arrastre correcto de la biomasa que se va desprendiendo del material de soporte. Cuanto mayor sea la altura del material de soporte, mayor debe ser la fuerza de lavado para evitar colmataciones, como consecuencia del fuerte crecimiento del biofilm en la parte superior de este material.

En lo referente a la *altura del material de soporte*, esta varía según su naturaleza, siendo habitual que en el caso de rellenos de piedras esta altura oscile entre 2-3 m, mientras que los Filtros Percoladores con rellenos plásticos operan con alturas superiores, siendo habitual 3-5 m, aunque es posible encontrar Filtros Percoladores con rellenos plásticos con alturas mayores.

7.6.5.2 Eliminación de las formas nitrogenadas

Si bien en los Filtros Percoladores dimensionados para la eliminación de la materia carbonada se logra una cierta eliminación de nitrógeno total, esta eliminación es baja (20-35%), por lo que si se requieren rendimientos más elevados, debe recurrirse a procesos concatenados de nitrificación-desnitrificación.

Nitrificación

Para el dimensionamiento de Filtros Percoladores en los que se pretenda la nitrificación, el volumen necesario del material de soporte se calcula de forma separada, para lograr la eliminación de la materia carbonada y la oxidación de las formas amoniacales. De forma que el volumen total del material de soporte necesario viene dado por *(ATV-DVWK-A 281E)*:

$$V_{TS} = V_{SC} + V_{SN}$$

Donde:

V_{TS}: volumen total del material de soporte para la eliminación de la materia carbonada y la nitrificación (m^3)
V_{SC}: volumen del material de soporte para la eliminación de la materia carbonada (m^3)
V_{SN}: volumen del material de soporte para la nitrificación (m^3)

Como se vio con anterioridad, cuando se emplean materiales de soporte con una superficie específica de al menos 100 m^3/m^2, la carga volumétrica recomendada para lograr la eliminación de la materia carbonada es ≤ 0,4 kg DBO_5/m^3/d, en climas fríos.

Para la nitrificación de las formas amoniacales, la norma ATV-DVWK-A 281E recomienda trabajar con cargas volumétricas de NTK ≤ 0,1 kg N/m^3/d.

No obstante, con aguas residuales domésticas suele ser práctica habitual dimensionar los Filtros Percoladores con nitrificación únicamente a partir de la carga volumétrica, adoptando valores más bajos de los necesarios para la eliminación de la materia carbonada. Por ejemplo, en Navarra (España), operando a una altitud de 500-1.000 m.s.n.m. y para una temperatura media del agua en el mes más frío de 6 ºC, para lograr la nitrificación se dimensionan los Filtros Percoladores con cargas volumétricas de 0,125 kg DBO_5/m^3/d. A partir de ese dato, se han estimado las cargas volumétricas a emplear en las distintas zona ecológicas cuando se desea nitrificar (Tabla 7.48).

Tabla 7.48. Cargas volumétricas estimadas para las diferentes zonas ecológicas, para la nitrificación en Filtros Percoladores que emplean piedras y plásticos como materiales de soporte.

Zona ecológica	Carga volumétrica (kg $DBO_5/m^3/d$)
Altiplano	0,10 - 0,15
Valles	0,15 - 0,20
Llanos	0,20 - 0,25

Desnitrificación

Para la desnitrificación en Filtros Percoladores puede recurrirse a:

- La desnitrificación simultánea en el propio Filtro Percolador, mediante la recirculación de las aguas nitrificadas a la salida de filtro. El proceso de desnitrificación se lleva a cabo gracias a la generación de una biopelícula, lo suficientemente gruesa, para que a su parte interna llegue más fácilmente (por mecanismos de difusión) los nitratos que el oxígeno.

  El control de este proceso de desnitrificación es muy complejo, no aconsejándose que la recirculación se haga a la salida del sedimentador secundario, para evitar que en este se produzcan procesos de desnitrificación, que empeorarían la decantación de la materia particulada.

  Para lograr la desnitrificación en el propio Filtro Percolador se precisa disminuir la entrada de aire al mismo, lo que puede conseguirse limitando la ventilación a través de las ventanas inferiores, disminuyendo la superficie de las mismas.

- El empleo de reactores anóxicos (tanto de biomasa fija, como en suspensión), situados por delante del Filtro Percolador y a los que se recirculan los efluentes nitrificados de la salida del filtro.

  En este caso, la desnitrificación puede lograrse recirculando las aguas nitrificadas desde la salida del Filtro Percolador al sedimentador primario, Tanque Imhoff o RAFA, situados en cabecera del tratamiento, donde se cuenta con el aporte necesario de carbono asimilable.

En lo referente a la carga hidráulica a aplicar, esta debe mantenerse en ≤3 m/h y la tasa de recirculación no debe exceder de 3 *(ATV-DVWK-A 281)*.

Esta opción de desnitrificación presenta las desventajas de que, al requerirse altas tasas de recirculación, deben sobredimensionarse los tratamientos primario, y de que se incrementa notablemente el consumo energético por las altas necesidades de bombeo.

- El empleo de reactores anóxicos (tanto de biomasa fija como en suspensión), ubicados a salida del Filtro Percolador, y a los que se les adiciona una fuente externa de carbono, generalmente metanol.

7.6.5.3 Eliminación del fósforo

La eliminación de fósforo en los Filtros Percoladores es baja (20-30%), encontrándose el fósforo eliminado, principalmente, en los lodos en exceso generados en los procesos de depuración biológica.

Si se precisan rendimientos más elevados de eliminación de fósforo, se recomienda la aplicación de tratamientos fisicoquímicos, recurriendo a la adición de sales de hierro o de aluminio (ver Capítulo 8), a la salida de los filtros y antes de la sedimentación secundaria. Para la determinación de la dosis correcta de los agentes químicos precipitantes se requiere la realización de pruebas de jarras, en cada situación concreta.

7.6.5.4 Dimensionamiento de la sedimentación secundaria

Tras los Filtros Percoladores se implantan sedimentadores secundarios, tanto estáticos como dinámicos. Los parámetros a tener en cuenta para el dimensionamiento de ambos tipos de sedimentadores son:

- La carga hidráulica a caudal máximo
- El tiempo de retención hidráulica (TRH) a caudal máximo
- La carga sobre vertedero a caudal máximo
- La profundidad útil (calado bajo el vertedero)

La *carga hidráulica (conocida también como velocidad ascensional), a caudal máximo* se determina mediante la expresión:

$$C_{hQmáx} = \frac{Q_{máx}}{S}$$

Donde:

$C_{hQmáx}$: carga hidráulica a caudal máximo ($m^3/m^2/h$, m/h)
$Q_{máx}$: caudal máximo horario de las aguas a tratar (m^3/h)
S: superficie transversal del sedimentador (m^2)

Se aconsejan valores de carga hidráulica a caudal máximo de ≤ 1m/h *(Ortega, 2018)*.

El *tiempo de retención hidráulica (TRH) a caudal máximo* se determina haciendo uso de la expresión:

$$TRH_{Qmáx} = \frac{V}{Q_{máx}}$$

Donde:

$TRH_{Qmáx}$: tiempo de retención hidráulica a caudal máximo (h)
V: volumen del sedimentador (m^3)

Se aconsejan valores de TRH a caudal máximo de ≥ 2 h *(Ortega, 2018)*.

La *carga sobre vertedero a caudal máximo* hace referencia al caudal efluente del sedimentador por metro lineal de longitud del vertedero de salida y se determina mediante la expresión:

$$C_v = \frac{Q_{máx}}{L}$$

Donde:

C_v: carga sobre vertedero caudal máximo ($m^3/m/h$)
$Q_{máx}$: caudal máximo (m^3/h)
L: longitud del vertedero (m)

Se aconsejan valores de carga sobre el vertedero a caudal máximo de 8-12 $m^3/m/h$ *(Ortega, 2018)*.

Por último, la *profundidad útil* (calado bajo vertedero) de los sedimentadores secundarios se relaciona con su diámetro, aconsejándose valores de 3,30-4,50 m.

7.6.5.5 Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento del tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante el uso de Filtros Percoladores.

1.- Determinación del volumen necesario del material de soporte

Para la determinación del volumen del material de soporte de los Filtros Percoladores se hace uso de la carga volumétrica seleccionada en función del tipo de este material y de la zona ecológica de intervención (Tabla 7.47). Este volumen viene dado por:

$$V = \frac{Q \cdot C_{atp}}{C_v}$$

2.- Determinación de la superficie de la sección transversal del Filtro Percolador

Fijada la altura del material de soporte, en función de su naturaleza (piedras o plástico), la superficie de la sección transversal horizontal del filtro viene dada por:

$$S = \frac{V}{h}$$

Donde:

h: altura del material de soporte (m)

3.- Determinación de la tasa de recirculación

En función de la concentración de las aguas afluentes al Filtro Percolador, la tasa de recirculación se calcula mediante la expresión:

$$T_r \geq \frac{C_{atp}}{150} - 1$$

4.- Comprobación de los valores recomendados de carga hidráulica en el Filtro Percolador

Para la superficie obtenida, debe comprobarse que, en la medida de lo posible, se cumplen los valores recomendados de carga hidráulica, tanto a caudal medio como máximo. De no ser así, se modificará la altura del material de soporte, o la tasa de recirculación. Si se modifica la tasa de recirculación, debe asegurarse que la concentración de DBO_5 de entrada al filtro es siempre inferior a 200 mg/L.

5.- Determinación de la fuerza de lavado

Cuando se opte por sistemas de reparto móviles, a partir de la velocidad de giro (rpm) y del número de brazos definidos, se determinará la fuerza de lavado haciendo uso de la expresión:

$$F_L = \frac{C_{hQmed} \cdot 1.000}{a \cdot n}$$

y se comprobará que el valor obtenido concuerda con los valores recomendados.

6.- Dimensionamiento del sedimentador secundario

A partir del valor recomendado de la carga hidráulica a caudal máximo, se determina la superficie del sedimentador secundario mediante la expresión:

$$S = \frac{Q_{Máx}}{C_{hQMáx}}$$

A parir de la superficie calculada y de la profundidad definida del sedimentador secundario, se procederá a determinar su volumen útil, con el que se procederá al cálculo del tiempo de retención hidráulica a caudal máximo, haciendo uso de la expresión:

$$TRH_{Qmáx} = \frac{V}{Q_{máx}}$$

comprobándose que el TRH obtenido cumple con las especificaciones establecidas.

Por último, se procederá a determinar el valor de la caga sobre el vertedero, empleando para ello la expresión:

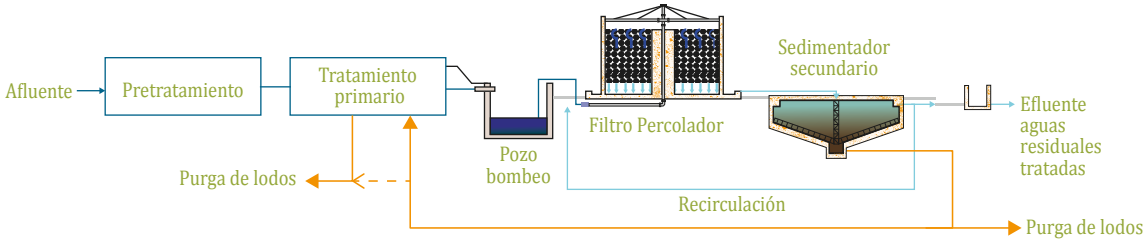
$$C_v = \frac{Q_{máx}}{L}$$

y se comprobará que el valor obtenido cumple con lo recomendado.

7.6.6 Líneas de tratamiento propuesta

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.3.3.1 de la presente guía, la línea de tratamiento propuesta para el caso de los Filtros Percoladores, en base a la que se desarrollan los dimensionamientos básicos, es la siguiente (Figura 7.114):

Figura 7.114. Línea de tratamiento propuesta para los Filtros Percoladores.



Esta línea tiene dos versiones:

- **Línea de tratamiento I:** se aplica en la zona ecológica del Altiplano y en ella el tratamiento primario por debajo de los 20.000 habitantes servidos está constituido por un Tanque Imhoff, y por encima de esta población por un Sedimentador Primario. En el primero de los casos, los lodos que se extraen de la etapa de sedimentación secundaria, se envían al Tanque Imhoff para su estabilización vía anaerobia. En el segundo caso, los lodos extraídos de los sedimentadores secundarios se estabilizan en frío en lagunas anaerobias.

- **Línea de tratamiento II:** se aplica en las zonas ecológicas de Valles y Llanos, y en ella el tratamiento primario está constituido por un RAFA, al que se envían, para su estabilización, los lodos que se extraen de la etapa de sedimentación secundaria.

7.6.6.1 Características de la línea de tratamiento I

Rendimientos

Los rendimientos medios que se pueden obtener en la línea de tratamiento I se muestran en la tabla adjunta *(MARM 2010; MARN 2016)*.

Tabla 7.49. Rendimientos de la línea de tratamiento I.

	Tratamiento primario	Rendimiento global
Sólidos en suspensión (%)	55 - 65	85 - 95
DBO_5 (%)	25 - 35	85 - 90
DQO (%)	25 - 30	80 - 85
N_T (%)	-	20 - 35[1]
P_T (%)	-	20 - 30
Coliformes fecales (u. log.)	-	1

[1]Cuando se diseña específicamente para eliminar nitrógeno, se alcanzan rendimientos de eliminación de N_T del orden del 60-65%.

Influencia de la climatología y la altitud

La temperatura, como en todo proceso biológico, tiene una influencia decisiva en el comportamiento de los Filtros Percoladores, disminuyendo los rendimientos de eliminación de los contaminantes conforme desciende este parámetro.

Además, para que la ventilación del filtro opere correctamente, se precisa que en su interior la diferencia de temperaturas aire/agua sea al menos de 2 ºC, siendo la diferencia óptima de 6 ºC.

En lo referente a la influencia de la altitud sobre el comportamiento de esta línea de tratamiento, no se cuenta con la información contrastada suficiente para poder determinar cómo influyen las diferentes presiones parciales de oxígeno en los rendimientos que se dan en las distintas zonas ecológicas bolivianas, especialmente en el Altiplano.

Adaptación a la zona ecológica

La tecnología de Filtros Percoladores se encuentra ampliamente implantada a nivel mundial, operando correctamente en zonas con temperaturas similares a las que se dan en las diferentes zonas ecológicas contempladas en la guía.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Al basarse la tecnología de Filtros Percoladores en procesos de biomasa fija, presenta una buena capacidad para soportar tóxicos eventuales y puntas de caudal y carga, aunque en estas circunstancias los rendimientos sean más bajos. En general, no existen problemas de arrastre de biopelícula con puntas de caudal de hasta tres veces el caudal medio.

También, por el hecho de operar con este tipo de procesos, los Filtros Percoladores trabajan bien con aguas residuales diluidas, lo que no ocurre con las diferentes modalidades de Lodos Activados (por ejemplo, Aireación Extendida), que se basan en procesos de biomasa en suspensión.

Al disponer de pocas variables de control sobre las que actuar, frente a condiciones de operación diferentes a las consideradas en el dimensionamiento inicial, en comparación con los procesos de Lodos Activados, operar cerca de

los parámetros de dimensionamiento es fundamental, para conseguir buenos rendimientos con este tipo de tecnología.

Producción y características de los lodos generados

En esta línea de tratamiento los lodos se generan tanto en el tratamiento primario (Tanques Imhoff por debajo de los 20.000 habitantes y Sedimentadores Primarios para las poblaciones mayores), como en los propios Filtros Percoladores.

Para la determinación de la cantidad de lodos generados en el Tanque Imhoff, se parte de las cargas unitarias de sólidos en suspensión, por zona ecológica y tamaño de población, que se recogen en la Tabla 5.3, y se asume: un rendimiento de eliminación de estos sólidos del 60%, que la fracción volátil de los mismos es del 75%, que esta fracción volátil se reduce un 40% y que los lodos presentan una concentración final del 5%.

Para la determinación de la cantidad de lodos generados en los Sedimentadores Primarios, se parte de las cargas unitarias de sólidos en suspensión, por zona ecológica y tamaño de población, que se recogen en la Tabla 5.3, y se asume un rendimiento de eliminación de estos sólidos del 63% y que los lodos presentan una concentración final del 4%.

A las cantidades generadas de lodos en los Tanques Imhoff y Sedimentadores Primarios se ha sumado la que se extraen periódicamente de los sedimentadores secundarios, asumiendo: un porcentaje de eliminación de DBO_5 en los tratamientos primarios del 30%; una producción de lodos en los Filtros Percoladores de 0,75 kg m.s./kg de DBO_5 eliminado, un porcentaje de eliminación de DBO_5 en los Filtros Percoladores del 82,5% y que los lodos tienen un porcentaje de materia volátil del 65%, que se reduce un 40% en los Tanques Imhoff y lagunas anaerobias, a los que se envían para su estabilización. Los lodos estabilizados que se extraen de los Tanques Imhoff y de las lagunas anaerobias presentan concentraciones del 5 y 3%, respectivamente.

Con todo ello, se ha obtenido la Tabla 7.50, que presenta la producción de lodos en la línea I.

Tabla 7.50. Generación de lodos de la línea de tratamiento I.

Zona ecológica	Unidades	Habitantes					
		1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano	g m.s./hab/d	18,5	23,7	26,6	31,1	33,5	38,1
	%	5	5	5	5	3	3
	L/hab/d	0,37	0,47	0,53	0,62	1,12	1,27

Como se ha comentado, por debajo de los 20.000 habitantes los lodos extraídos de los sedimentadores secundarios se envían a los Tanques Imhoff, mientras que para poblaciones mayores estos lodos se envían a lagunas anaerobias, para su estabilización en frío.

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

La complejidad de estas labores dependerá del grado de equipamiento electromecánico con el que cuente la línea de tratamiento, dado que este condicionará las necesidades de los mantenimientos preventivos y correctivos de los equipos y, por tanto, la necesidad de contar con operadores más o menos cualificados y en mayor o menor cantidad.

Si bien, lo habitual es que los Filtros Percoladores cuenten con un importante equipamiento electromecánico (bombas para la alimentación a los filtros, recirculación y extracción de los lodos en exceso; accionamiento de los brazos distribuidores de la alimentación a los filtros; motores para el accionamiento de las rasquetas de fondo y de superficie de los sedimentadores dinámicos), en determinados contextos en los que no se precisa la recirculación, la distribución de la alimentación es fija, no se precisa bombear las aguas a la parte superior de los filtros (por permitir la topografía de zona operar por gravedad) y se opera con sedimentadores estáticos, la línea de tratamiento propuesta podría operar sin ningún equipo electromecánico.

Impactos medioambientales

En los tratamientos primarios (Sedimentadores Primarios y Tanques Imhoff), que preceden a los Filtros Percoladores, se pueden generar malos olores. La generación de estos olores en el caso de los sedimentadores primarios viene motivada, principalmente, por una mala gestión de la extracción de los lodos decantados y, en el caso de los Tanques Imhoff por los gases que se generan en los procesos anaerobios que tiene lugar en la zona de digestión, cuando

estos gases escapan libremente a la atmósfera. En este último caso, también se emitirá a la atmosfera metano, gas con alto potencial de efecto invernadero.

También se pueden generar malos olores en los Filtros Percoladores en aquellos casos en los que se produce la colmatación del material de soporte, lo que da lugar a encharcamientos y a la instauración de condiciones de anaerobiosis, como consecuencia de la interrupción de las corrientes de aire. Estos encharcamientos pueden provocar también la aparición de moscas.

La generación de impactos sonoros viene relacionada con el funcionamiento de los equipos de bombeo/recirculación, y son más importantes cuanto mayor es la potencia instalada de estos equipos. No obstante, este impacto suele ser bajo, y puede minimizarse recurriendo a la insonorización de estos elementos.

Esta tecnología ejerce un fuerte impacto negativo visual sobre el paisaje, debido a la altura (hasta 4-6 m) de los filtros, dado que no pueden enterrarse, puesto que ello dificulta la aireación por el efecto chimenea.

Como en cualquier otra tecnología, por deficiencias constructivas o por el deterioro de las instalaciones, se corre el riesgo de infiltraciones de aguas de mala calidad que pueden provocar la contaminación de las aguas subterráneas.

Influencia de las características del terreno

Al tratarse de una línea de tratamiento de carácter intensivo, precisa poca superficie para su implementación, por lo que las características de los posibles terrenos disponibles ejercen una menor influencia sobre su selección. No obstante, deben primarse los terrenos fáciles de excavar, con un nivel freático no somero, buena capacidad portante y que permitan que, en la mayor parte del proceso de tratamiento, las aguas a tratar discurran por gravedad, para obviar bombeos, con el consiguiente ahorro en los costos de construcción y, especialmente, en los de operación.

Estimación de la superficie necesaria

De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Pretratamiento: por debajo de los 20.000 habitantes el desbaste es de limpieza manual y consta de dos rejas de desbaste de 3 y de 1 cm de paso

respectivamente, dispuestas en serie, a las que siguen un desarenador estático. Por encima de esta población se implanta un pretratamiento mecanizado, que consta de: un desbaste dispuesto en doble canal, con rejas mecanizadas en uno de ellos de 3 y 1 cm, dispuestas en serie, y con una reja de limpieza manual en el canal de by-pass, de 3 cm de paso y un desarenador-desengrasador, con extracción mecanizada de las arenas.

- Tratamiento primario: por debajo de los 20.000 habitantes se hace uso de Tanques Imhoff, por encima de esta población se emplean Sedimentadores Primarios. En el caso de los Tanques Imhoff se recurre a la construcción de una única unidad para todas las poblaciones consideradas. Cuando se recurre a Sedimentadores Primarios, por debajo de los 20.000 habitantes se implanta un solo sedimentador y dos en paralelo para poblaciones mayores.

- Filtros Percoladores: se considera tanto el uso de material de soporte a base de áridos, como el empleo de materiales plásticos, habiéndose adoptado para el dimensionamiento básico las siguientes cargas volumétricas:

  - Material de soporte de piedra: 0,3 kg $DBO_5/m^3/d$.

  - Material de soporte de plástico: 0,4 kg $DBO_5/m^3.d$.

- En función del tamaño de la población tratada, el número de Filtros Percoladores, dispuestos en paralelo, que se implantan es: por debajo de los 5.000 habitantes un único filtro, para 10.000 y 20.000 habitantes dos filtros y para 50.000 habitantes 4 filtros.

- La altura del material soporte es de 4 m en el caso de materiales plásticos y de 2,5 m en el caso de los áridos.

- El accionamiento de los brazos de distribución es hidráulico.

- La tasa de recirculación se ha determinado en función de las concentraciones de las aguas residuales y de los tamaños de la población servida, y con el objetivo de cumplir que las aguas que alimentan al Filtro Percolador, una vez incorporada la corriente de recirculación, presenten una concentración de DBO_5 adecuada para el proceso. La

Tabla 7.51 muestra las tasas de recirculación que se han utilizado en los dimensionamientos básicos.

Tabla 7.51. Tasas de recirculación para la zona ecológica del Altiplano y los diferentes tamaños de población.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano	1,5	1,5	1,3	1,3	1,6	1,1

Nota: en los casos en los que las aguas tras el Tratamiento Primario presentan concentraciones superiores a 400 mg/L, se ha determinado la tasa de recirculación para que la alimentación al filtro no supere los 200 mg/L de DBO_5. Para concentraciones inferiores, se ha determinado la tasa de recirculación para que la alimentación al filtro no supere los 150 mg/L de DBO_5.

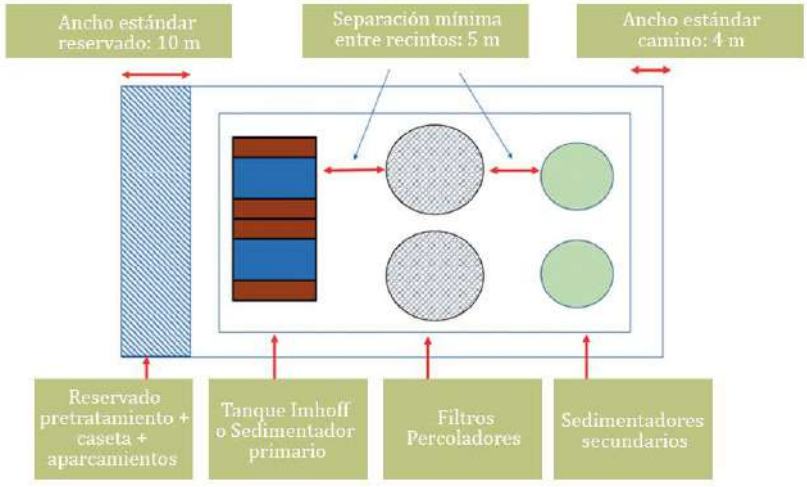
- Para estas tasas de recirculación, las cargas hidráulicas a caudal medio para los Filtros Percoladores con material de soporte plástico, se mantienen en valores aproximados de 0,4 m/h y de 0,2 m/h en el caso de los soportes de piedras.

- Se emplean sedimentadores secundarios dinámicos, equipados con rasquetas de fondo y de superficie. Por debajo de los 20.000 habitantes se implanta un solo sedimentador y dos en paralelo para poblaciones mayores.

- No se tienen en cuenta los requisitos de superficie para el tratamiento de los lodos en exceso, ni para la desinfección de los efluentes. Estos requisitos se establecen en los Capítulos 11 y 9, respectivamente, de la presente guía.

- La disposición de los diferentes elementos integrantes de la línea de tratamiento obedece a la configuración siguiente:

Figura 7.115. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para esta línea de tratamiento para los tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos se han estimado los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (m^2/hab), capacidad de tratamiento (m^2/m^3/d) y carga tratada (m^2/kg DBO_5/d), tanto para los materiales de soporte de naturaleza plástica, como para los de piedras.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de naturaleza plástica, los requisitos de superficie se muestran en las gráficas siguientes:

Figura 7.116. Requisitos de superficie por habitante servido.

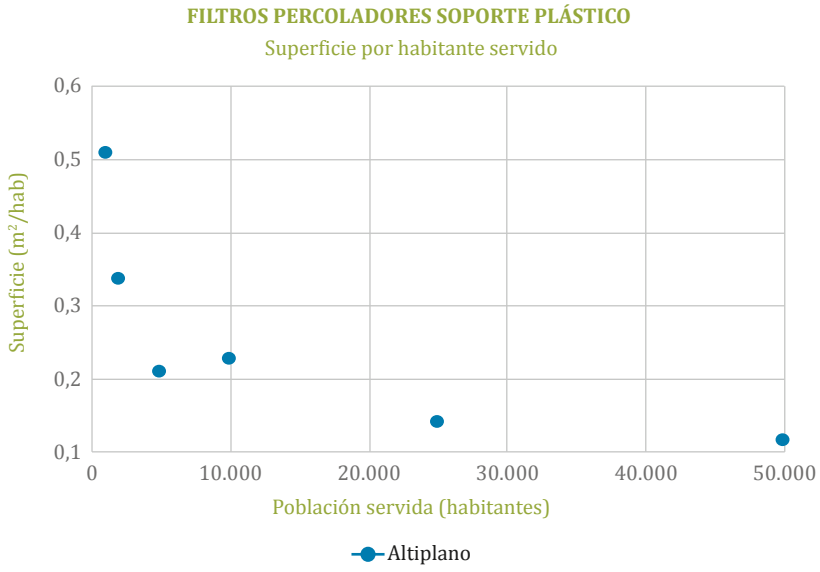


Figura 7.117. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

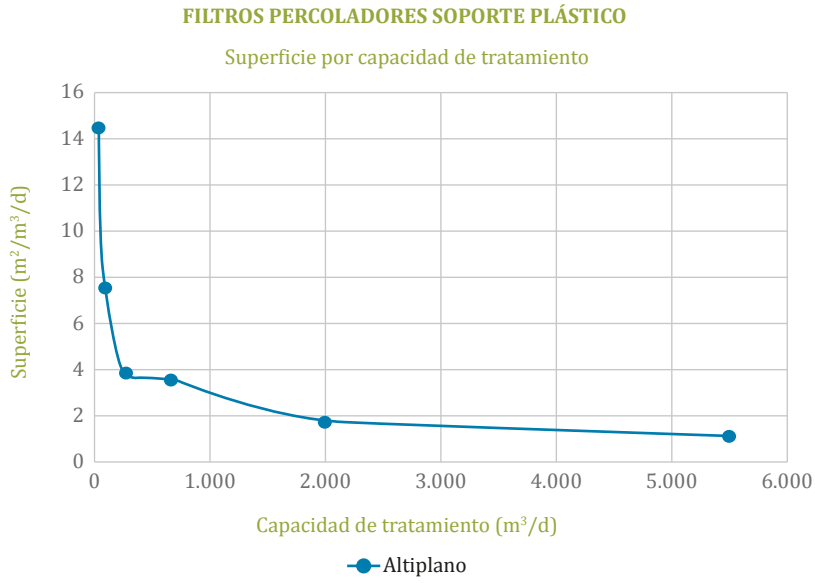
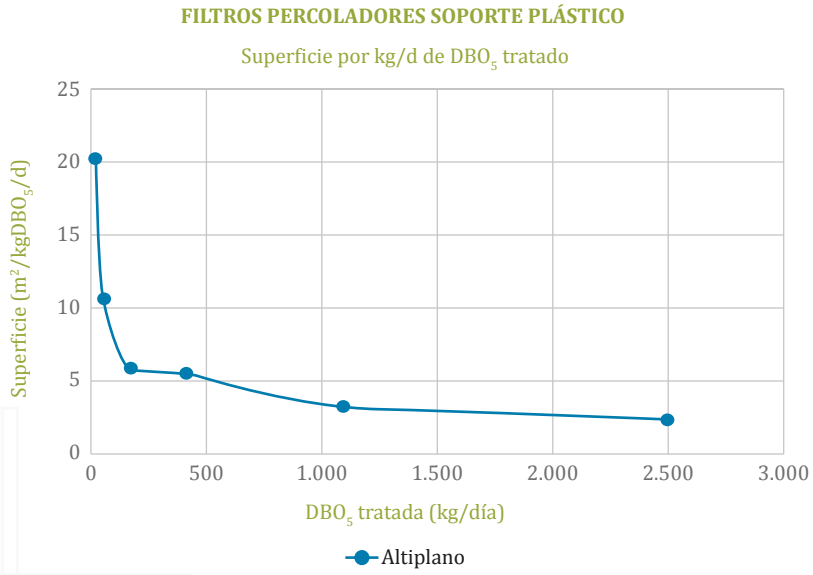


Figura 7.118. Requisitos de superficie por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



En estas estimaciones se observa una discrepancia en la superficie requerida para 10.000 habitantes, que viene motivada por pasar a operar con dos líneas de tratamiento en paralelo, en lugar de una sola. En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.116 se han desglosado en la Tabla 7.52 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento I, ocupan las superficies del tratamiento primario, los Filtros Percoladores y los sedimentadores secundarios.

Tabla 7.52. Porcentajes de superficie ocupada por el tratamiento primario, los Filtros Percoladores y los sedimentadores secundarios, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento I (soporte plástico).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por el tratamiento primario/Filtros Percoladores/sedimentadores secundarios					
Altiplano	1/3/1	2/5/1	3/10/2	3/13/2	3/20/6	5/31/9

Se observa que de los tres elementos considerados de la línea de tratamiento, los Filtros Percoladores son los que ocupan un mayor porcentaje de la superficie total de la instalación de depuración, porcentaje que se incrementa al aumentar el tamaño de la población considerada.

Para pequeñas poblaciones los porcentajes de superficie ocupados por el tratamiento primario y los sedimentadores secundarios son similares, pero a partir de 20.000 habitantes (cuando se emplean como tratamientos primarios sedimentadores), los porcentajes de superficie ocupada por la sedimentación secundaria se incrementan.

A continuación se analizan los requisitos de superficie de los Filtros Percoladores que recurren al empleo de soportes de piedras.

Figura 7.119. Requisitos de superficie por habitante servido.

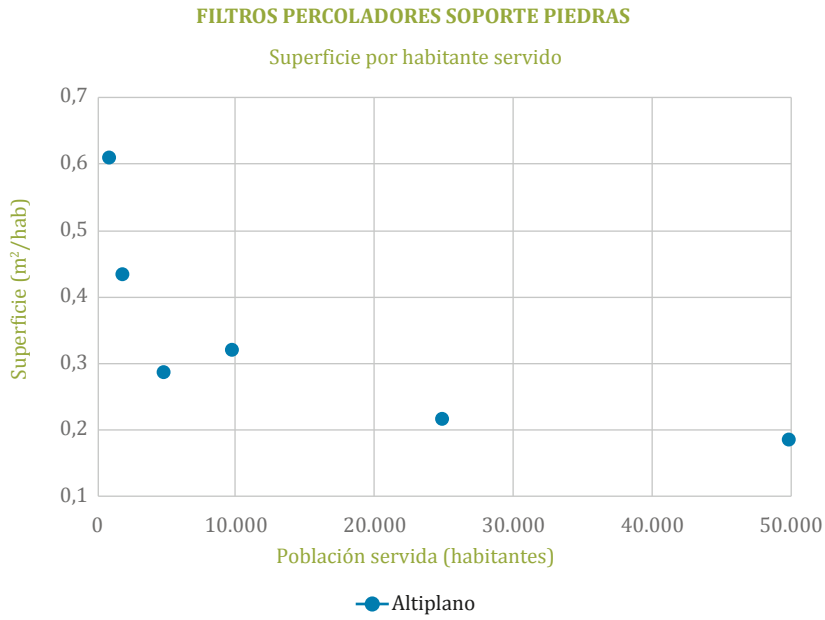


Figura 7.120. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

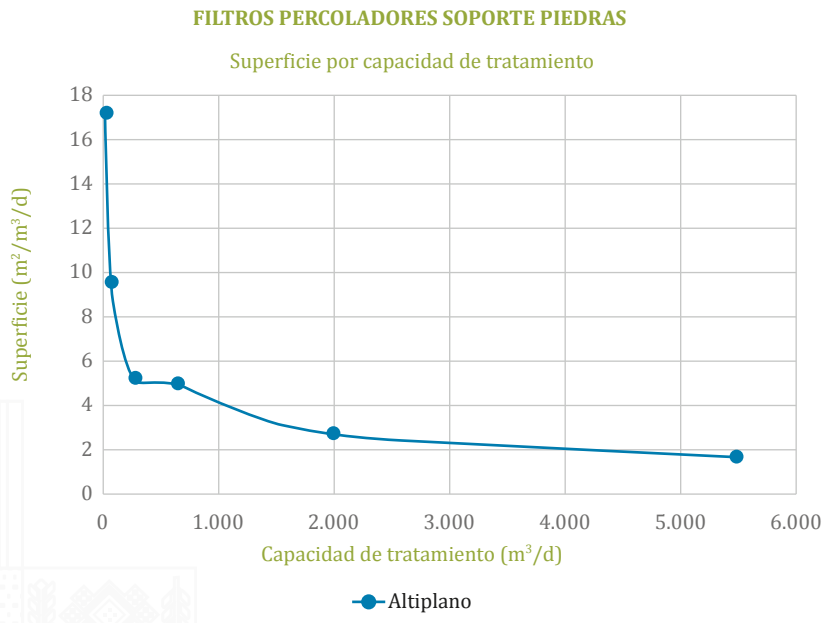
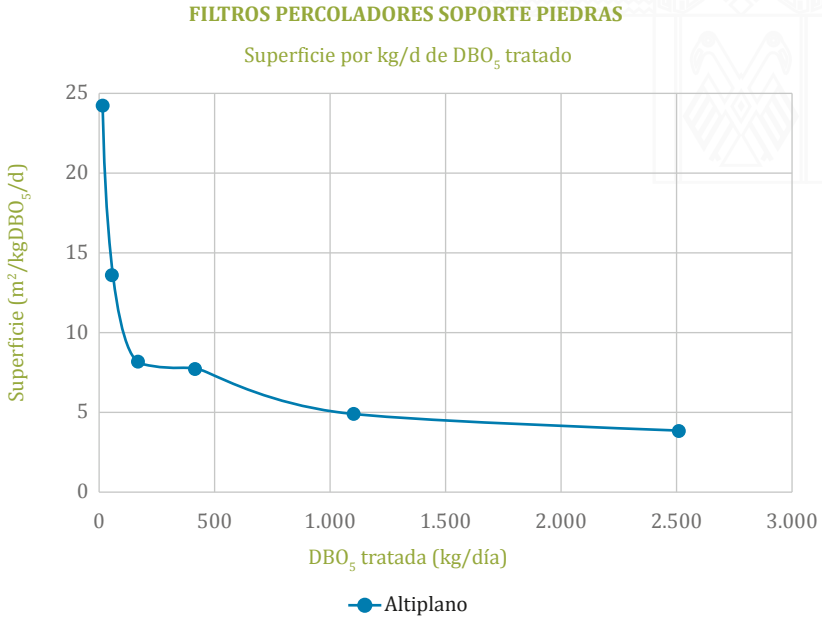


Figura 7.121. Requisitos de superficie por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



En este caso se observan de nuevo discrepancias en la superficie requerida para 10.000 habitantes y para las correspondientes capacidades de tratamiento y carga tratada, que vienen motivadas por operar, en estas circunstancias, con dos líneas de tratamiento en paralelo.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.119 se han desglosado en la Tabla 7.53 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan las superficies del tratamiento primario, los Filtros Percoladores y los sedimentadores secundarios.

Tabla 7.53. Porcentajes de superficie ocupada por el tratamiento primario, los Filtros Percoladores y los sedimentadores secundarios, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento I (soporte piedras).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por el Tratamiento Primario/Filtros Percoladores/sedimentadores secundarios					
Altiplano	1/5/1	1/9/1	2/15/1	2/18/2	2/27/4	3/39/5

Como en el caso del empleo de los materiales plásticos, cuando se recurre al uso áridos como material de soporte, los Filtros Percoladores son los elementos de la línea de tratamiento que más superficie ocupan, en comparación con los otros elementos considerados, siendo este porcentaje mayor que el caso de los plásticos.

Para pequeñas poblaciones los porcentajes de superficie ocupados por el tratamiento primario y los sedimentadores secundarios son similares, pero a partir de 20.000 habitantes (cuando se emplea como tratamientos primarios sedimentadores), los porcentajes ocupados por la sedimentación secundaria se incrementan.

Estimación de los costos de construcción

A partir de los dimensionamientos básicos realizados, conforme a las bases de partida especificadas en los apartados 5.5.5.1 y 5.5.2.2, se han confeccionado las curvas siguientes, que representan, para zona ecológica del Altiplano y para los tamaños de población considerados, los costos de implantación de la línea de tratamiento por habitante servido, capacidad de tratamiento (Bs/m^3/d) y carga tratada (Bs/kg DBO_5/d), tanto para materiales de soporte de naturaleza plástica, como para los áridos. En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de naturaleza plástica, costos de implantación son los siguientes:

Figura 7.122. Costos de construcción por habitantes servidos.

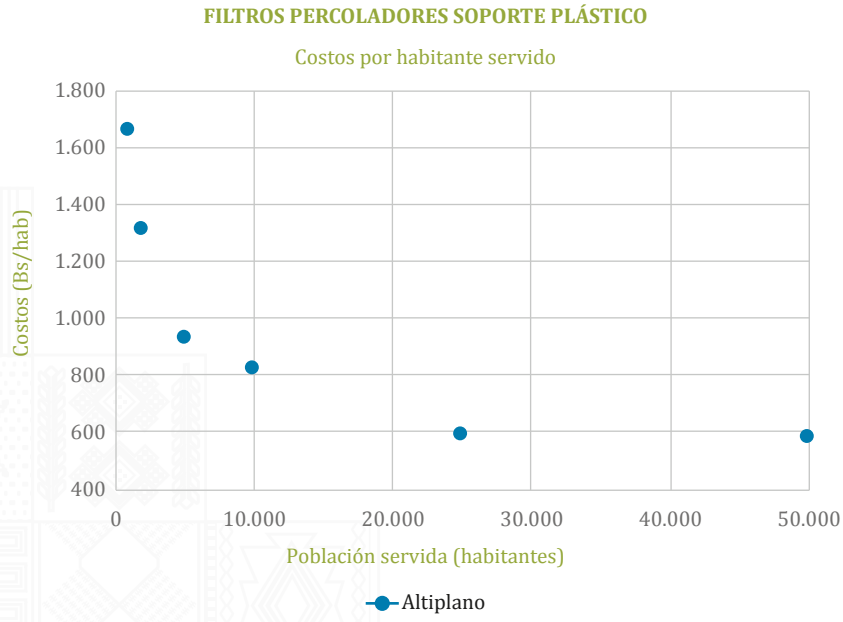


Figura 7.123. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

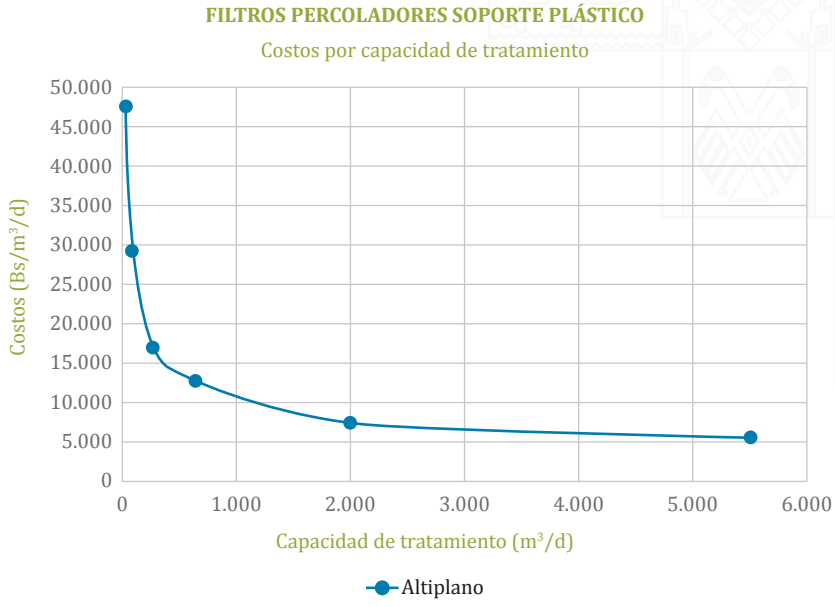
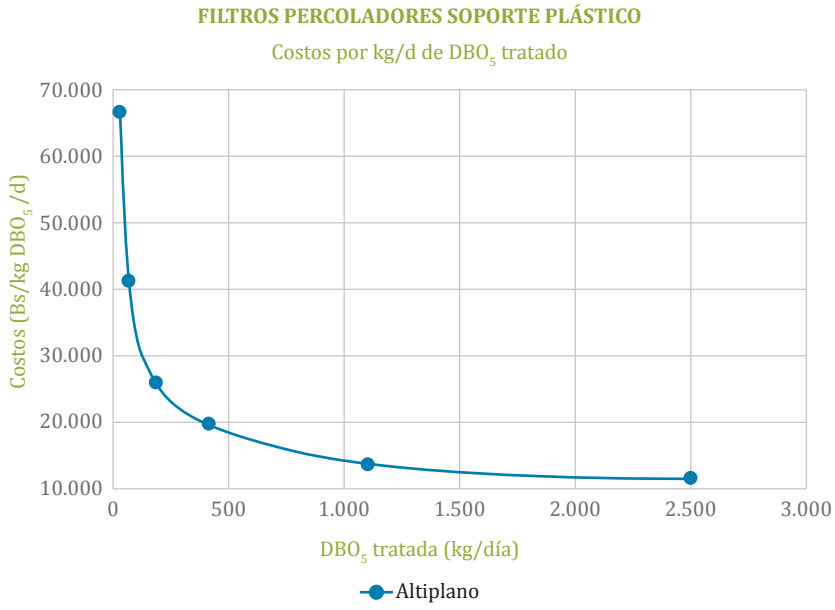


Figura 7.124. Costos de construcción por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



Para una mejor comprensión de la Figura 7.122, se han desglosado en la Tabla 7.54 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, arquetas, etc.), se estiman en

un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, tratamiento primario, Filtros Percoladores, sedimentadores secundarios, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.54. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento I (soporte plástico).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Pretratamiento	5	3	2	1	8	5
Tratamiento primario	25	29	28	24	9	8
Filtros Percoladores	28	30	34	43	49	55
Sedimentadores secundarios	11	10	9	8	11	10
Caseta de servicios	6	4	4	2	2	1
Caminos perimetrales	3	2	2	1	1	1
Cerramiento	1	1	1	0,5	0,3	0,2

Se observa que:

- Se produce un incremento de los porcentajes de costos del pretratamiento a partir de los 25.000 habitantes, que viene motivado por el empleo de pretratamientos de limpieza mecanizada por encima de los 20.000 habitantes
- Los mayores porcentajes de costos se corresponden con los Filtros Percoladores, tratamientos primarios y sedimentadores secundarios, en ese orden.
- El porcentaje del costo de los Filtros Percoladores se incrementa con el tamaño de la población tratada.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de piedra, los costos de construcción son los siguientes:

Figura 7.125. Costos de construcción por habitantes servidos.

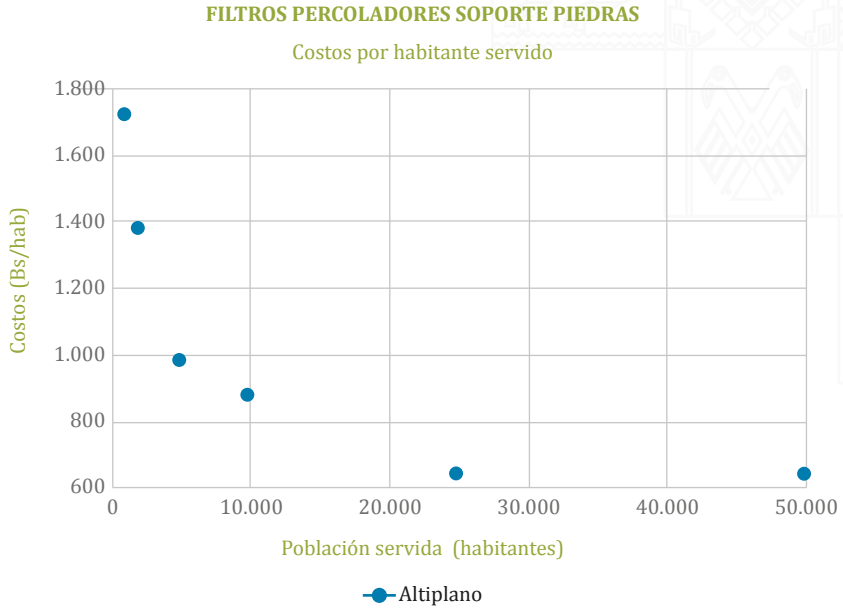


Figura 7.126. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

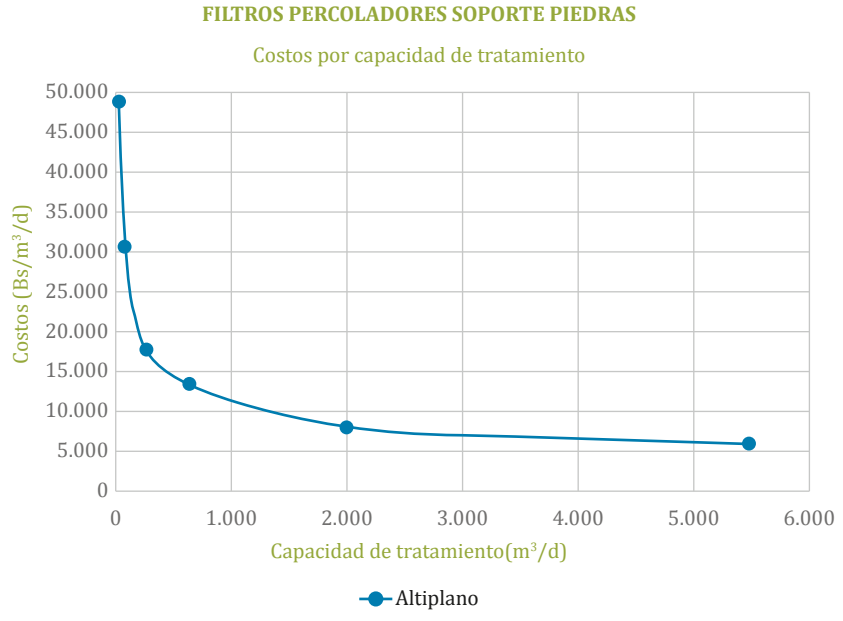
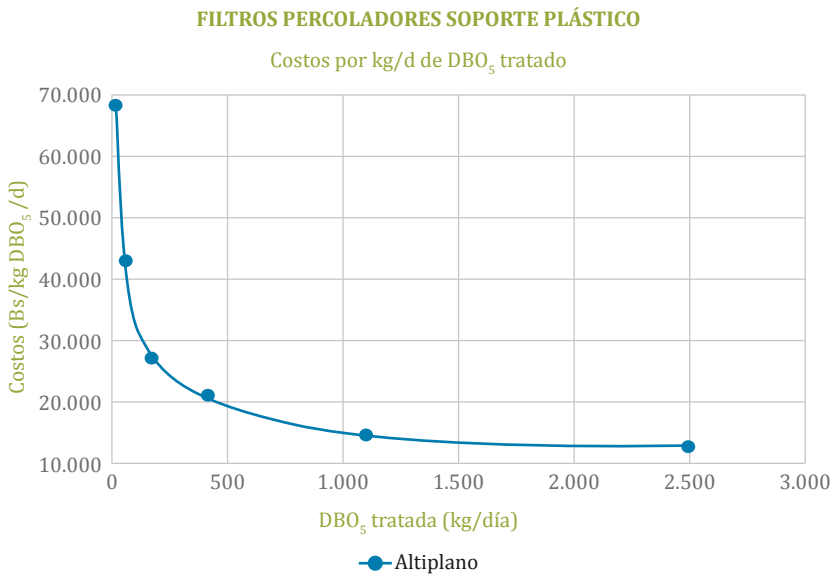


Figura 7.127. Costos de construcción por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.125, se han desglosado en la Tabla 7.55 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, caseta de servicio, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, tratamiento primario, Filtros Percoladores, sedimentadores secundarios, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.55. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento I (soporte piedras).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Pretratamiento	5	3	2	1	7	5
Tratamiento primario	24	28	27	22	8	7
Filtros Percoladores	29	32	36	45	51	57
Sedimentadores secundarios	11	10	9	8	10	9
Caseta de servicios	6	4	4	2	2	1
Caminos perimetrales	3	2	2	1	0,9	0,6
Cerramiento	1	1	1	1	0,4	0,3

Se observa que:

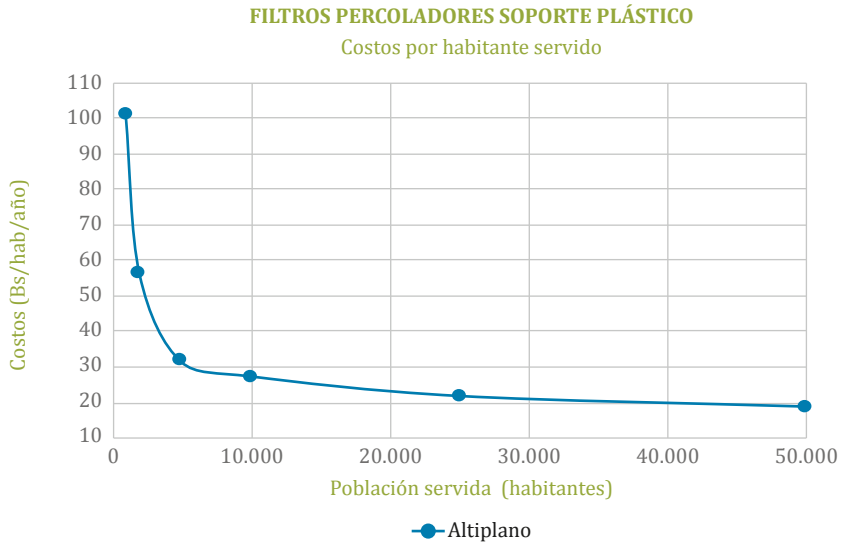
- Se produce un incremento de los porcentajes de costos del pretratamiento a partir de los 25.000 habitantes, que viene motivado por el empleo de pretratamientos de limpieza mecanizada por encima de los 20.000 habitantes
- Los mayores porcentajes de costos se corresponden con los Filtros Percoladores.
- El porcentaje del costo de los Filtros Percoladores se incrementan con el tamaño de la población tratada.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento, y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3., se han confeccionado las siguientes curvas, que representan para zona ecológica del Altiplano y para los tamaños de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año), tanto para soportes de naturaleza plástica, como para soportes de piedras.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de naturaleza plástica, los costos de operación y mantenimiento son los siguientes:

Figura 7.128. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.



Para una mejor comprensión de esta figura, se han desglosado en la Tabla 7.56 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento I, empleando plástico como material de soporte.

Tabla 7.56. Porcentajes de las diferentes partidas referidas al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento I (soporte plástico).

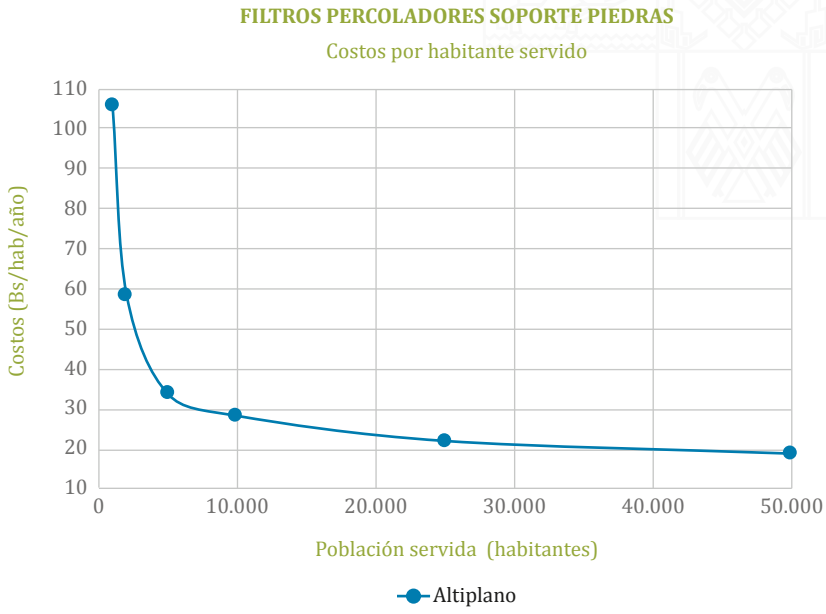
Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Personal (%)	70,7	63,7	50,5	51,2	33,9	21,5
Energía (%)	3,5	5,0	7,8	9,4	22,1	29,0
Mantenimiento y operación (%)	12,9	17,9	22,1	23,6	29,3	30,9
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,3	3,0	6,1	8,1	10,9	14,4
Control analítico (%)	11,6	10,4	13,5	7,8	3,9	4,3

Se observa que a medida que crece la población servida disminuyen los porcentajes de costos correspondientes al personal y el control analítico, mientras que por el contrario, se incrementan los costos relacionados con la energía, el mantenimiento y operación y el transporte y evacuación de los resíduos generados en la línea de tratamiento.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de piedras, los costos de operación y mantenimiento son los siguientes:

Figura 7.129. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.



En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida. Para una mejor comprensión de la Figura 7.129, se han desglosado en la Tabla 7.57 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento I, empleando piedras como material se soporte.

Tabla 7.57. Porcentajes de las diferentes partidas referidas al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento I (soporte piedras).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Personal (%)	67,9	61,0	47,5	50,0	34,2	21,9
Energía (%)	3,2	4,2	6,2	7,6	19,7	25,5
Mantenimiento y operación (%)	16,6	21,9	27,9	26,8	31,2	33,6
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,3	2,9	5,7	8,0	11,0	14,7
Control analítico (%)	11,1	10,0	12,7	7,6	3,9	4,4

Al igual que en el caso de los materiales de soporte plásticos, se observa que a medida que crece la población servida disminuyen, en general, los porcentajes de costos correspondientes al personal y el control analítico, mientras que por el contrario, se incrementan los costos relacionados con la energía, el mante-

nimiento y operación y el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

7.6.6.2 Características de la línea de tratamiento II

Lo que se ha expuesto para los Filtros Percoladores en la línea I también es válido para esta línea de tratamiento, por lo que en este apartado se hace una mayor incidencia en lo que concierne a las características de los RAFA.

Rendimientos

Los rendimientos medios que se pueden obtener con la línea de tratamiento II se muestran en la tabla adjunta.

Tabla 7.58. Rendimientos de la línea de tratamiento II.

	RAFA	Rendimiento global
Sólidos en suspensión (%)	50 - 70	85 - 95
DBO_5 (%)	70 - 80	85 - 90
DQO (%)	60 - 70	80 - 85
N_T (%)	-	20 - 35[1]
P_T (%)	-	10 - 20
Coliformes fecales (u. log.)	-	1

[1]Cuando se diseña específicamente para eliminar nitrógeno, se alcanzan rendimientos de eliminación de N_T del orden del 60-65%.

Influencia de la climatología y de altitud

La temperatura tiene una influencia decisiva en el comportamiento los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, disminuyendo los rendimientos que se alcanzan conforme esta baja.

Al basarse el sistema de tratamiento en procesos anaerobios, debe tenerse en cuenta que no es recomendable su aplicación para temperaturas medias del agua en el mes más frío por debajo de los 15 ºC, por lo que se desaconseja su empleo el Altiplano.

Adaptación a la zona ecológica

Como se ha comentando, no se aconseja la construcción de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente en la zona ecológica del Altiplano, dado que en la misma, la temperatura media del agua en el mes más frío (9 ºC), queda muy por debajo del límite de 15 ºC establecido para el correcto funcionamiento de esta tecnología de tratamiento.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

A diferencia de la línea I, al disponerse en esta línea de tratamiento un RAFA en cabecera, se ve disminuida la flexibilidad en cuanto a capacidad para soportar puntas de caudal.

Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente no admiten velocidades ascensionales superiores a 1,5 m/h durante más de 4 horas continuadas, dado que a estas velocidades se desestabiliza el manto de lodos *(Lettinga, 1995).* Por ello, se trata de una tecnología poco flexible en lo referente a las variaciones de caudal de las aguas a tratar.

Su comportamiento, desde el punto de vista hidráulico, es mejor en el caso de las redes de alcantarillado sanitario separado correctamente operadas, que en las de carácter combinado, dadas las fuertes distorsiones de caudal que se dan en estas últimas en los periodos de lluvias intensas.

Producción y características de los lodos generados

En esta línea de tratamiento los lodos se generan tanto en el tratamiento en los RAFA, como en los propios Filtros Percoladores.

Para la determinación de la cantidad de lodos generados en los RAFA, se parte de las cargas unitarias de DQO, para las distintas zonas ecológicas y tamaños de población considerados (Tabla 5.3), y se toma un valor de producción de lodos de 0,15 kg de materia seca por cada kg de DQO alimentado al reactor.

A las cantidades generadas de lodos en los RAFA se han sumado las que se extraen periódicamente de los sedimentadores secundarios, asumiendo: un porcentaje de eliminación de DBO_5 en los RAFA del 75%; una producción de lodos en los Filtros Percoladores de 0,75 kg m.s./kg de DBO_5 eliminado, un porcentaje

de eliminación de DBO_5 en los Filtros Percoladores del 42% y que los lodos tienen un porcentaje de materia volátil del 65%, que se reduce un 40% en los RAFA, a los que se envían para su estabilización.

Con todo ello, se ha obtenido la Tabla 7.59, que presenta la generación de lodos en la línea II.

Tabla 7.59. Generación de lodos de la línea de tratamiento II.

Zonas ecológicas	Unidades	Habitantes					
		1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles y Llanos	g m.s./hab/d	10,3	12,3	12,9	13,8	17,6	19,7
	%	5	5	5	5	5	5
	L/hab/d	0,21	0,25	0,26	0,28	0,35	0,39

Al enviarse los lodos extraídos de los sedimentadores secundarios a los RAFA de cabecera, los lodos que periódicamente se extraigan de estas unidades de tratamiento se encontrarán estabilizados, siendo necesario tan sólo proceder a su secado.

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

Si bien el nivel de equipos electromecánicos presente en este tipo de tratamiento es reducido, limitándose al bombeo de la alimentación cuando los RAFA no se disponen enterrados, las labores de operación y mantenimiento revisten una cierta complejidad (especialmente en la puesta en marcha y, posteriormente, por el necesario control de las reacciones vía anaerobia que tienen lugar), por lo que se precisa que los operadores estén familiarizados con este tipo de tecnología.

Impactos medioambientales

La liberación a la atmósfera de parte del biogás producido puede ser origen de malos olores en las inmediaciones de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente como consecuencia, fundamentalmente, de la presencia en estos gases de compuestos derivados del azufre.

La quema del biogás generado minimiza estos posibles impactos olfativos, a la vez que disminuye considerablemente el efecto negativo de la emisión de gases de efecto invernadero.

Los impactos sonoros son nulos, o reducidos en el caso de tener que bombear las aguas a tratar hasta la zona de alimentación al RAFA, dada la escasa potencia que se requiere.

En lo referente a los posibles impactos visuales, al construirse los RAFA principalmente enterrados, para evitar los bombeos de alimentación, estos impactos se minimizan.

En el caso de deficiencias constructivas de los RAFA se pueden generar filtraciones, que pueden llegar a contaminar a las aguas subterráneas.

Influencia de las características del terreno

Las necesidades de superficie para la construcción de los RAFA son muy reducidas en comparación con las de las tecnologías extensivas.

La selección del tipo de terreno para la construcción de esta línea de tratamiento, juega un papel relevante para poder prescindir de los bombeos de alimentación al RAFA, mediante el enterramiento del mismo. Primándose, por tanto, los terrenos fáciles de excavar y con un nivel freático bajo.

Estimación de la superficie necesaria

De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Pretratamiento: por debajo de los 20.000 habitantes el desbaste es de limpieza manual y consta de dos rejas de desbaste de 3 y de 1 cm de paso respectivamente, dispuestas en serie, a las que sigue un desarenador estático. Por encima de esta población se implanta un pretratamiento mecanizado, que consta de: un desbaste dispuesto en doble canal, con rejas mecanizadas en uno de ellos de 3 y 0,6 cm, dispuestas en serie, y con una reja de limpieza manual en el canal de by-pass, de 3 cm de paso y un desarenador-desengrasador, con extracción mecanizada de las arenas.

- Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente se disponen enterrados en el suelo y presentan una altura útil de 4 m.

- En todos los casos, y por flexibilidad, se opera con dos líneas de tratamiento de RAFA en paralelo.

- Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente se han dimensionado con TRH a caudal medio de 10 y 7 horas, en los Valles y Llanos, respectivamente.

- Se adopta un rendimiento de eliminación de DBO_5 en los RAFA del 75%.

- Filtros Percoladores: se considera tanto el uso de material de soporte a base de áridos, como el empleo de materiales plásticos, habiéndose adoptado para el dimensionamiento básico las siguientes cargas volumétricas:

  - Material de soporte de piedra: 0,4 y 0,6 kg $DBO_5/m^3/d$, para Valles y Llanos, respectivamente.

  - Material de soporte de plástico: 0,5 y 0,8 kg $DBO_5/m^3.d$, Valles y Llanos, respectivamente.

- En función del tamaño de la población tratada, el número de Filtros Percoladores que se implantan es el siguiente: por debajo de los 25.000 habitantes un único filtro y para 50.000 habitantes 2 filtros dispuestos en paralelo.

- La altura del material de soporte es de 4 m en el caso de materiales plásticos, y en el caso de los áridos se adopta una altura del material de soporte de 2,0 m en los Valles y de 3,0 m en los Llanos.

- El accionamiento de los brazos de distribución es hidráulico.

- Los rendimientos de eliminación de DBO_5 alcanzado en los RAFA situados en cabecera de la línea de tratamiento, permiten que a los Filtros Percoladores lleguen afluentes con concentraciones inferiores a los 200 mg/l de DBO_5, por lo que se prescinde de las recirculaciones.

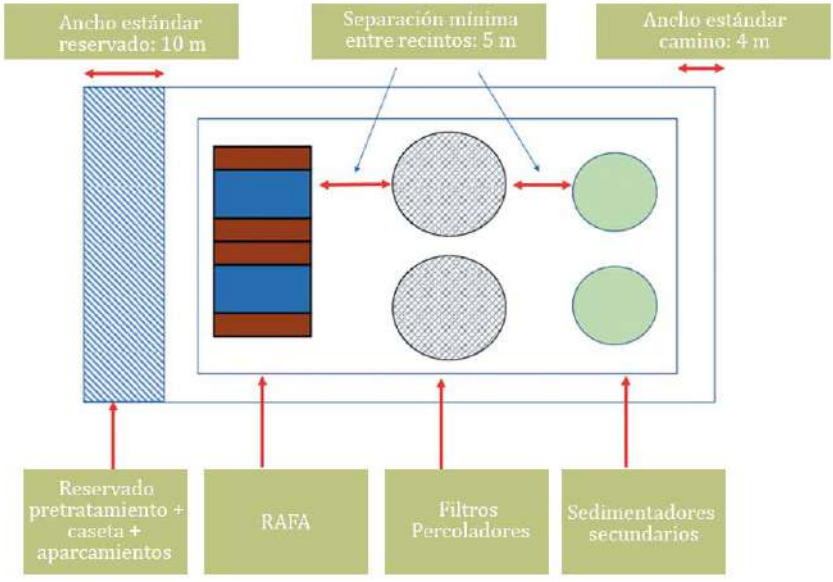
- Las cargas hidráulicas a caudal medio, para los Filtros Percoladores con material de soporte plástico, se mantienen entre 0,7-1,4 m/h y entre 0,3-0,8 m/h en el caso de los soportes de piedras.

- Se emplean sedimentadores secundarios dinámicos, equipados con rasquetas de fondo y de superficie. Por debajo de los 20.000 habitantes se implanta un solo sedimentador y dos en paralelo para poblaciones mayores.

- No se tienen en cuenta los requisitos de superficie para el tratamiento de los lodos en exceso, ni para la desinfección de los efluentes. Estos requisitos se establecen en los Capítulos11 y 9, respectivamente, de la presente guía.

- La disposición de los diferentes elementos integrantes de la línea de tratamiento obedece a la configuración siguiente:

Figura 7.130. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para esta línea de tratamiento para las zonas ecológicas de los Valles y Llanos y para los tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos se han estimado los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento II por habitante servido (m^2/hab), capacidad de tratamiento (m^2/m^3/d) y carga tratada (m^2/kg DBO_5/d), tanto para los materiales de soporte de naturaleza plástica, como para materiales de soporte de áridos.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de naturaleza plástica, los requisitos de superficie se muestran en las gráficas siguientes:

Figura 7.131. Requisitos de superficie por habitante servido.

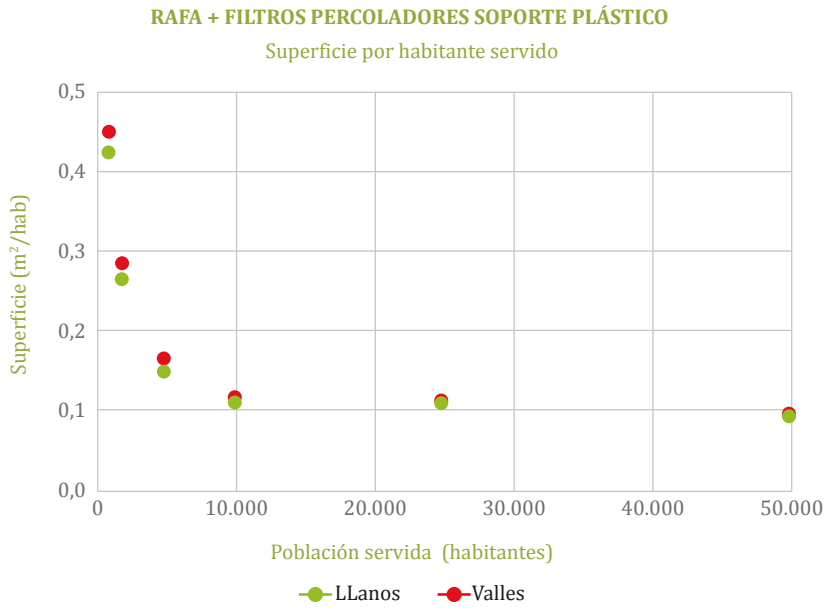


Figura 7.132. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

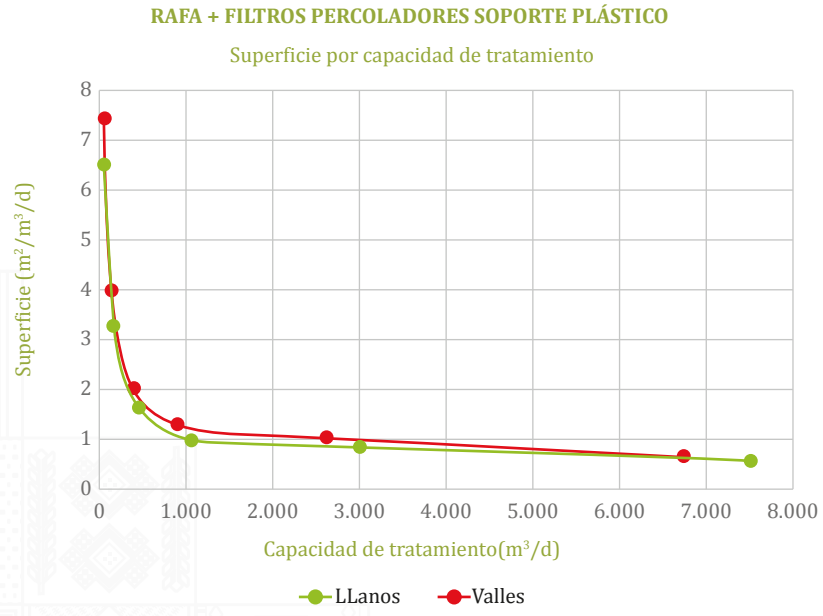
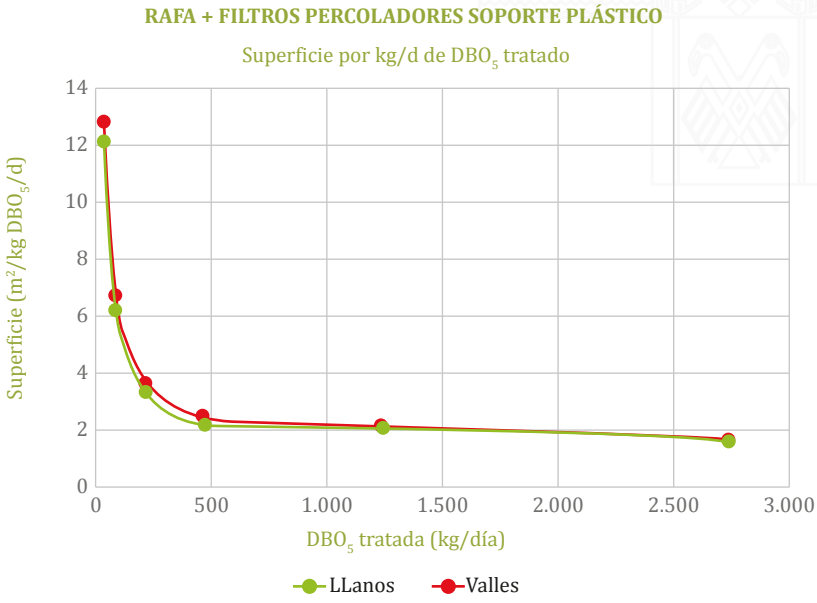


Figura 7.133. Requisitos de superficie por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



En los tres casos se observa una gran similitud en los requisitos de superficie para la construcción de esta línea de tratamiento en las dos zonas ecológicas, superponiéndose los puntos y las curvas.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.131 se han desglosado en la Tabla 7.60 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan las superficies del RAFA, los Filtros Percoladores y los sedimentadores secundarios.

Tabla 7.60. Porcentajes de superficie ocupada por los RAFA, los Filtros Percoladores con soporte plástico y los sedimentadores secundarios, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento II.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por los RAFA/Filtros Percoladores/sedimentadores secundarios					
Valles	2/1/1	3/2/2	5/4/4	8/6/6	10/7/9	15/11/13
Llanos	1/1/1	2/2/2	5/3/5	7/4/8	8/5/11	12/7/15

Al alcanzarse en los RAFA mayores rendimientos de eliminación de DBO_5 que en los Tanques Imhoff y en los sedimentadores primarios, en esta línea de tratamiento decae notablemente la superficie ocupada por los Filtros Percoladores, llegando a ser superada por el espacio ocupado por los RAFA y los sedimentadores secundarios.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de piedras, los requisitos de superficie son los siguientes:

Figura 7.134. Requisitos de superficie por habitante servido.

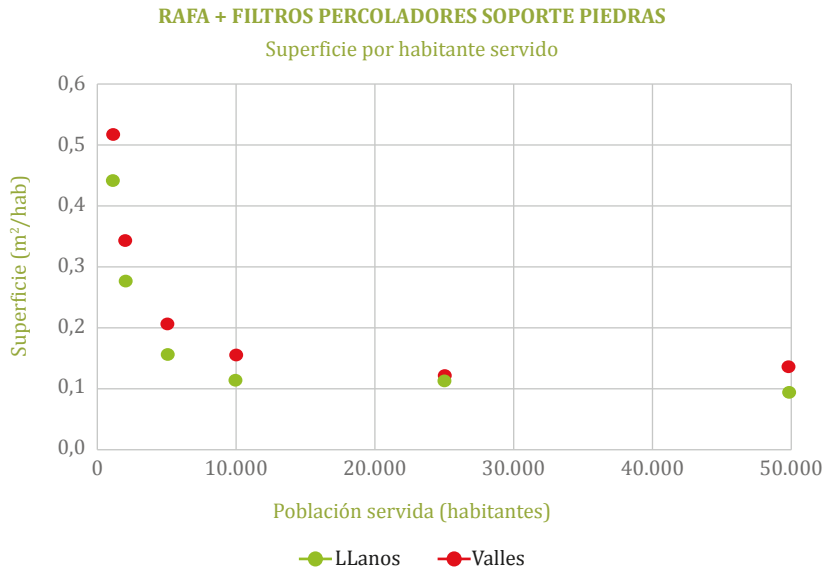


Figura 7.135. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

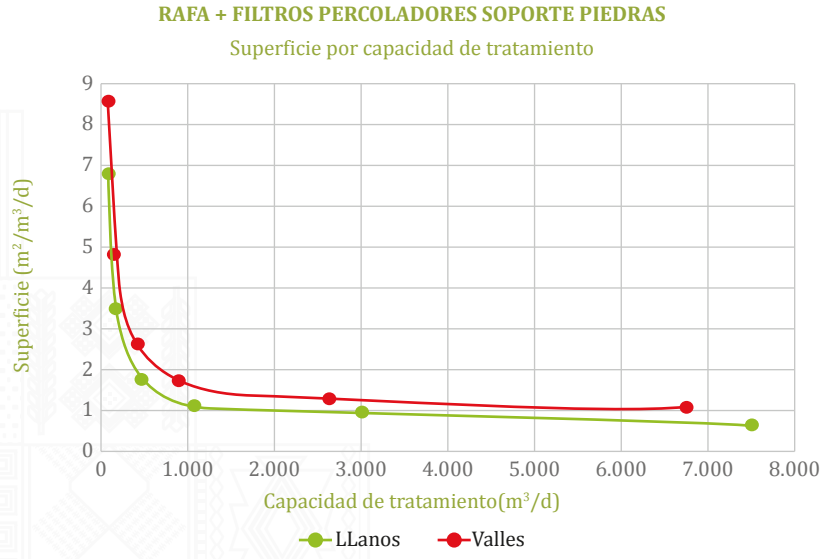
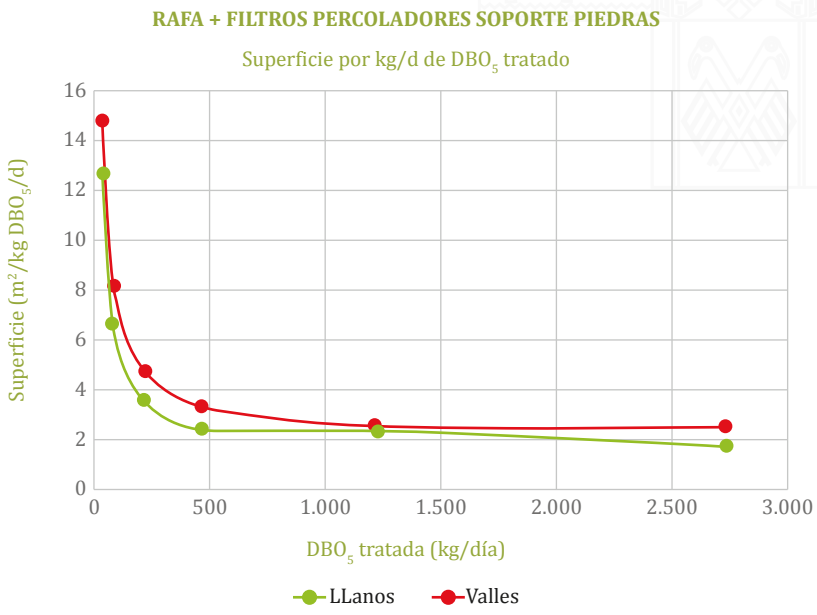


Figura 7.136. Requisitos de superficie por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.134 se han desglosado en la Tabla 7.61 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan las superficies de los RAFA, los Filtros Percoladores y los sedimentadores secundarios.

Tabla 7.61. Porcentajes de superficie ocupada por los RAFA, los Filtros Percoladores con soporte de áridos y los Sedimentadores Secundarios, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por los RAFA/Filtros Percoladores/sedimentadores secundarios					
Valles	1/3/1	2/5/2	4/8/3	6/12/4	9/16/8	11/18/9
Llanos	1/1/1	2/3/2	4/5/4	7/7/7	8/8/10	12/12/14

En este caso, los Filtros Percoladores son los elementos que más superficie ocupan en el caso de los Valles. Sin embargo en los Llanos, las superficies ocupadas son muy similares para los tres elementos considerados,

Estimación de los costos de construcción

A partir de los dimensionamiento básicos realizados y conforme a las bases de partida especificadas en el apartado 5.5.2.2 se han confeccionado las curvas siguientes que representan, para las diferentes zonas ecológicas y rangos de población considerados, los costos de construcción de la línea de tratamiento II por habitante servido, capacidad de tratamiento (Bs/m^3/d) y carga tratada (Bs/kg DBO_5/d), tanto para materiales de soporte de naturaleza plástica, como para áridos.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de naturaleza plástica, los costos de construcción son los siguientes:

Figura 7.137. Costos de implantación por habitantes servidos.

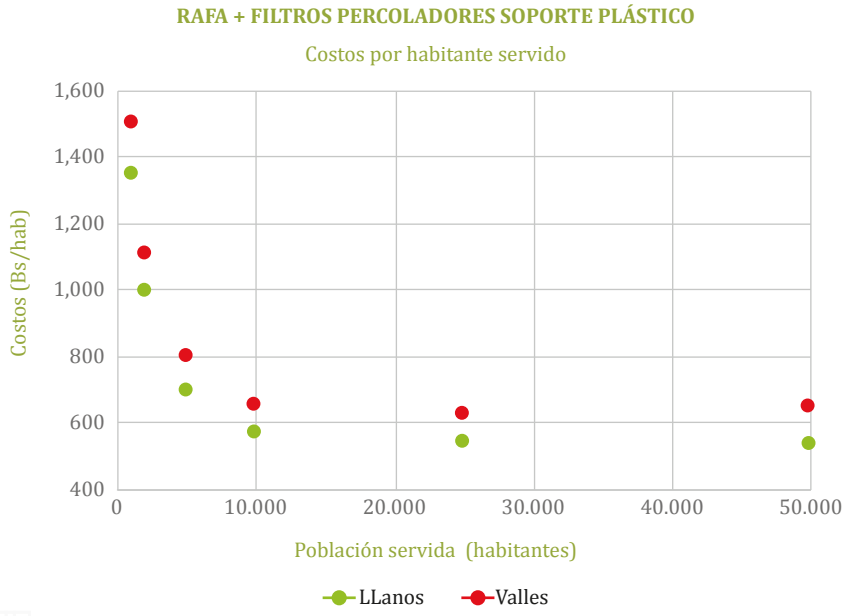


Figura 7.138. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

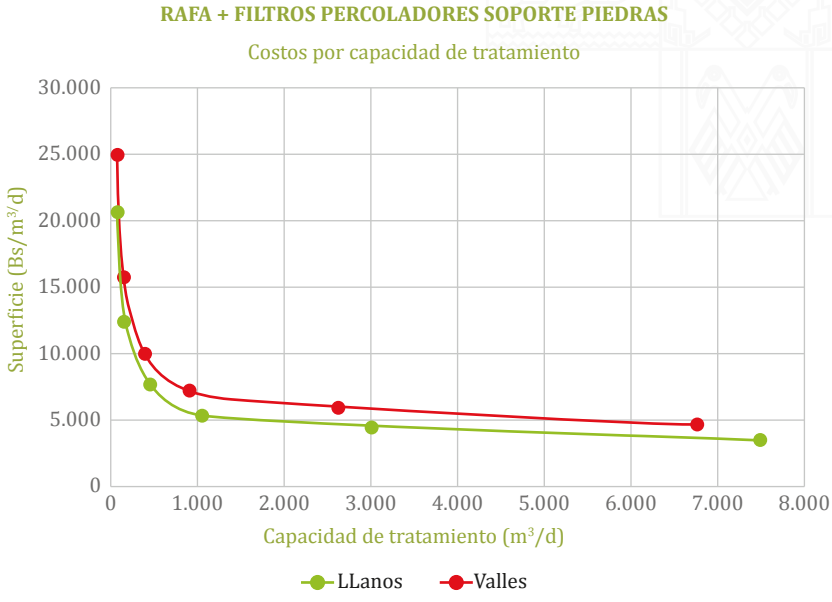
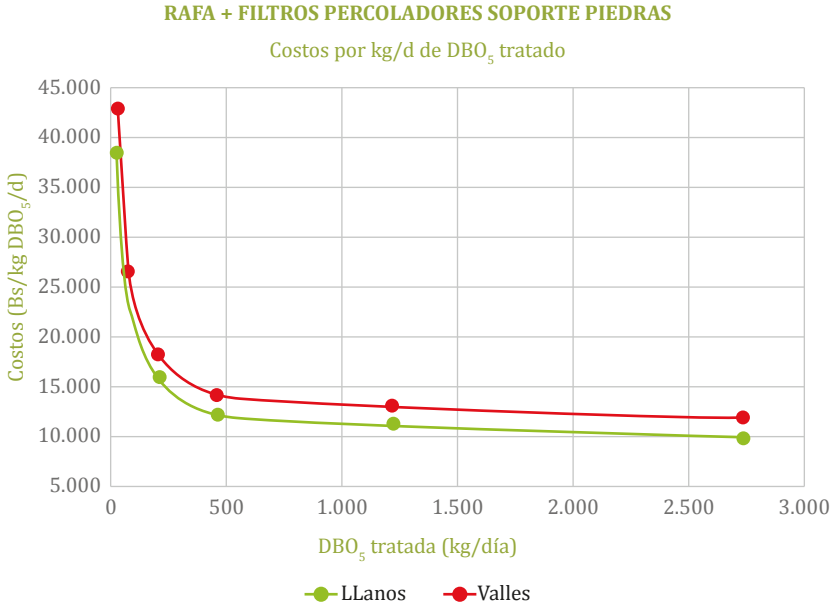


Figura 7.139. Costos de construcción por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.137, se han desglosado en la Tabla 7.62 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, arquetas, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, RAFA, Filtros Percoladores, sedimentadores secundarios, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.62. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento (soporte plástico).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles						
Pretratamiento	6	4	2	1	7	5
RAFA	30	34	39	43	42	47
Filtros Percoladores	18	19	19	19	16	17
Sedimentadores secundarios	15	15	13	12	12	10
Caseta de servicios	7	5	5	3	2	1
Caminos perimetrales	3	3	2	1	1	0,5
Cerramiento	1	1	1	1	0,5	0,3
Llanos						
Pretratamiento	6	4	3	2	9	6
RAFA	27	33	37	42	41	45
Filtros Percoladores	16	16	16	16	13	14
Sedimentadores secundarios	18	17	16	15	14	13
Caseta de servicios	7	5	6	4	2	2
Caminos perimetrales	4	3	2	1	1	1
Cerramiento	1	1	1	1	0,3	0,2

Se observa que:

- Se produce un incremento de los porcentajes de costos del pretratamiento a partir de los 25.000 habitantes, que viene motivado por el empleo de pretratamientos de limpieza mecanizada por encima de los 20.000 habitantes.

- Los mayores porcentajes de costos se corresponden con los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), seguido de los Filtros Percoladores y de los sedimentadores secundarios.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de piedra, los costos de construcción son los siguientes:

Figura 7.140. Costos de construcción por habitantes servidos.

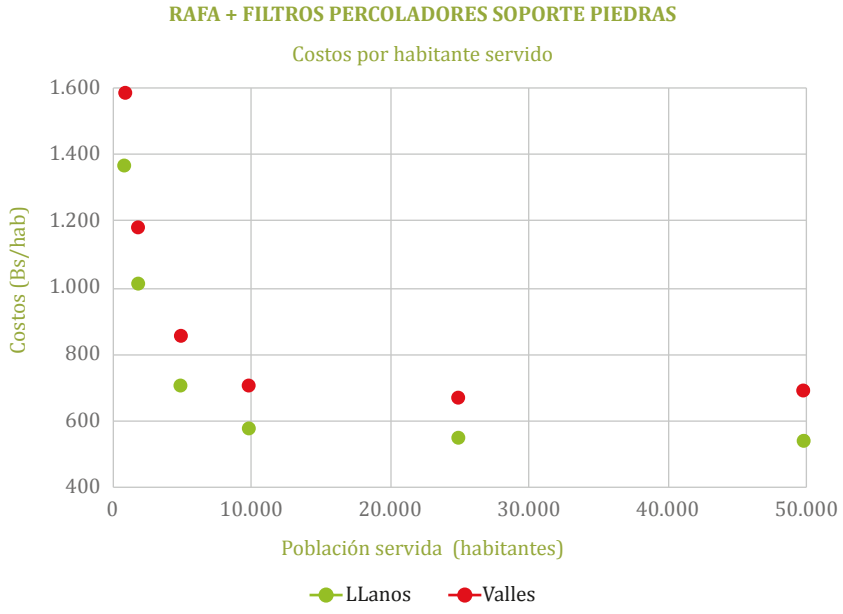


Figura 7.141. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

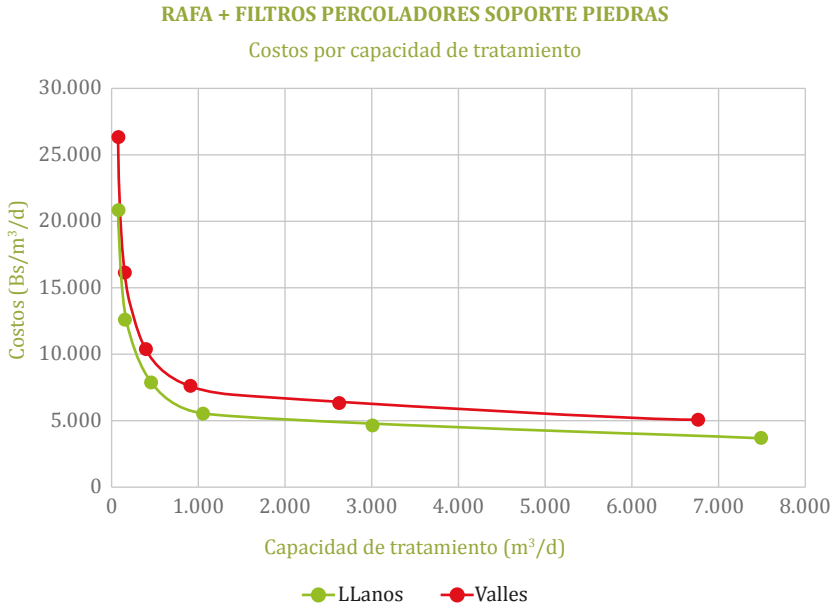
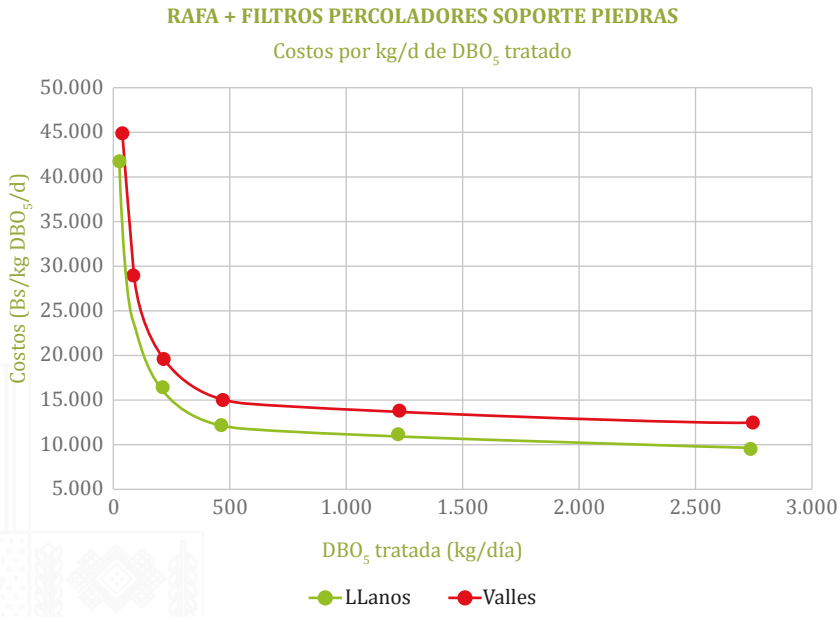


Figura 7.142. Costos de construcción por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de esta la Figura 7.140, se han desglosado en la Tabla 7.63 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, RAFA, Filtros Percoladores, sedimentadores secundarios, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.63. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento II (soporte piedras).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles						
Pretratamiento	5	4	2	1	7	4
RAFA	28	32	36	40	40	44
Filtros Percoladores	21	22	22	23	19	20
Sedimentadores secundarios	15	14	12	11	11	9
Caseta de servicios	6	4	5	3	2	1
Caminos perimetrales	3	3	2	1	1	0,5
Cerramiento	1	1	1	1	0,3	0,2
Llanos						
Pretratamiento	6	4	3	2	9	5
RAFA	27	33	37	42	40	45
Filtros Percoladores	16	17	17	16	13	15
Sedimentadores secundarios	18	17	16	15	14	13
Caseta de servicios	7	5	6	3	2	1
Caminos perimetrales	4	3	2	1	0,8	0,5
Cerramiento	1	1	0,8	0,6	0,3	0,2

Se observa que:

- Se produce un incremento de los porcentajes de costos del Pretratamiento a partir de los 25.000 habitantes, incremento que viene motivado por el empleo de Pretratamientos de limpieza mecanizada por encima de los 20.000 habitantes.

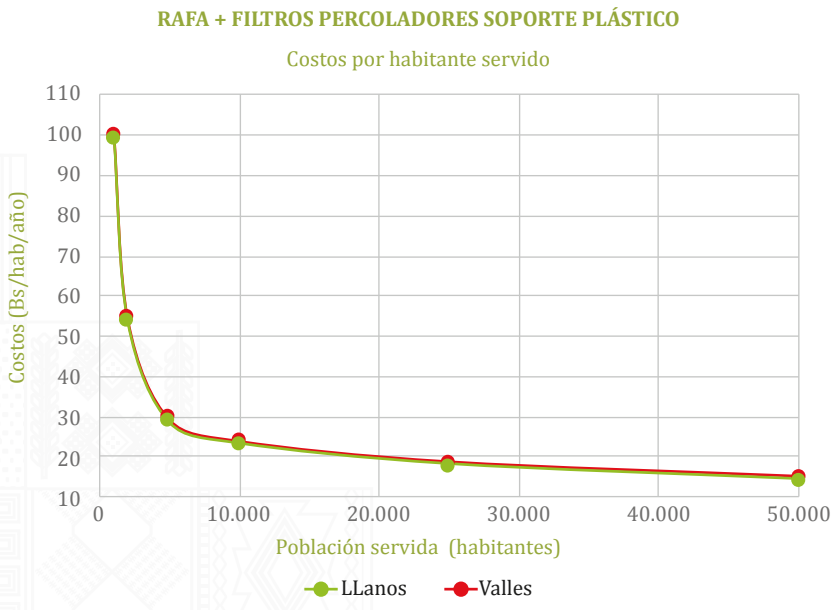
- Los mayores porcentajes de costos se corresponden con los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), seguido de los Filtros Percoladores y de los sedimentadores secundarios.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3, se han elaborado las siguientes curvas que representan, para las diferentes zonas ecológicas y rangos de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año), tanto para soportes de naturaleza plástica, como para áridos.

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de naturaleza plástica, los costos de operación y mantenimiento son los siguientes:

Figura 7.143. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.



Se observa una gran similitud de los costos de operación y mantenimiento de esta línea de tratamiento para las dos zonas ecológicas consideradas, llegando a superponerse las curvas correspondientes.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.143, se han desglosado en la Tabla 7.64 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento II.

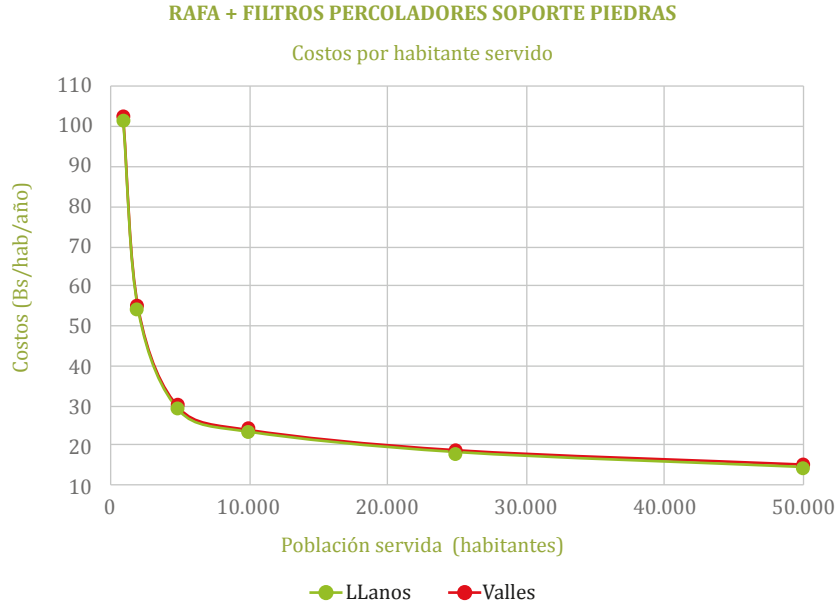
En esta tabla se observa que a medida que crece la población servida disminuyen, generalmente, los porcentajes de costos correspondientes al personal y al control analítico, mientras, que por el contrario, se incrementan los costos relacionados con la energía, el mantenimiento y operación y el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

Tabla 7.64. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento II (soporte plástico).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles						
Personal (%)	70,8	66,1	55,1	59,4	40,1	27,3
Energía (%)	3,5	4,7	7,0	8,8	20,6	26,7
Mantenimiento y operación (%)	13,4	16,7	20,0	18,5	27,8	31,4
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,7	1,7	3,2	4,2	6,8	9,5
Control analítico (%)	11,6	10,8	14,8	9,0	4,6	5,4
Llanos						
Personal (%)	71,3	66,6	55,8	58,8	40,4	27,7
Energía (%)	3,7	5,1	7,7	10,1	22,3	29,1
Mantenimiento y operación (%)	12,6	15,8	18,3	16,8	25,8	28,0
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,7	1,7	3,3	4,2	6,8	9,6
Control analítico (%)	11,7	10,9	14,9	9,1	4,6	5,5

En el caso de los Filtros Percoladores que emplean soportes de naturaleza plástica, los costos de operación y mantenimiento son los siguientes:

Figura 7.144. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.



Se observa una gran similitud de los costos de operación y mantenimiento de esta línea de tratamiento para las dos zonas ecológicas consideradas, apareciendo las curvas superpuestas.

En el Capítulo 12 se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.144, se han desglosado en la Tabla 7.65 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento II.

Tabla 7.65. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento II (soporte piedras).

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles						
Personal (%)	70,0	65,0	54,2	58,7	39,4	26,9
Energía (%)	3,3	4,2	5,9	7,3	18,2	23,1
Mantenimiento y operación (%)	14,6	18,6	22,3	20,9	31,2	35,3
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,7	1,6	3,2	4,2	6,7	9,3
Control analítico (%)	11,4	10,6	14,5	8,9	4,5	5,4
Llanos						
Personal (%)	70,8	66,0	55,4	59,8	40,1	27,8
Energía (%)	3,4	4,5	6,6	8,5	19,8	25,5
Mantenimiento y operación (%)	13,5	17,1	20,0	18,5	28,7	31,5
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,7	1,6	3,2	4,2	6,8	9,6
Control analítico (%)	11,6	10,8	14,8	9,1	4,6	5,5

En esta tabla se comprueba que a medida que crece la población servida disminuyen, generalmente, los porcentajes de costos correspondientes al personal y el control analítico, mientras, que por el contrario, se incrementan los costos relacionados con la energía, el mantenimiento y operación y el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

7.6.7 Características constructivas

Se muestran a continuación las principales características constructivas de los Filtros Percoladores y de la sedimentación secundaria. En los apartados 6.5.2.5, 6.5.3.5 y 7.2.8 se recogen las de los Tanques Imhoff, Sedimentadores Primarios y de los RAFA, respectivamente.

7.6.7.1 Filtros Percoladores

El confinamiento

- El confinamiento de los Filtros Percoladores está constituido por un depósito, generalmente abierto a la atmósfera y de forma cilíndrica, que alberga un material de soporte en su interior y que dispone de sis-

temas para la alimentación y distribución del agua de entrada al filtro, la ventilación y la recogida de las aguas tratadas.

- La función principal del confinamiento es la contención del material de soporte y, aunque no está lleno de agua dado que ésta percola continuamente, para su diseño y por seguridad, es conveniente considerar el empuje del agua como si lo estuviese.

- El confinamiento de los Filtros Percoladores se puede construir en hormigón armado o haciendo uso de materiales metálicos, dependiendo de las dimensiones y del tipo del material de soporte. Si este es de tipo mineral, se suelen emplear depósitos de hormigón armado.

- En lugares de clima extremo, con inviernos muy fríos, es recomendable el aislamiento térmico de las paredes del filtro y el recubrimiento de su parte superior.

- En lo referente a la geometría del confinamiento, la forma circular es la más empleada, por facilitar un reparto más homogéneo de las aguas a tratar sobre el material de soporte. La forma rectangular es menos frecuente, estando recomendado su uso para PTAR de pequeño tamaño y que recurren al empleo de módulos de material plástico ordenado como material de soporte.

- Para evitar salpicaduras, se recomienda dejar un resguardo de seguridad, por encima del material de soporte, del orden de 1 m.

El material de soporte

- La Tabla 7.66 recoge las principales características de los materiales que se suelen emplear como material de soporte en los Filtros Percoladores, tanto de naturaleza mineral, como plástica *(WEF, 1992)*.

Tabla 7.66. Características del material de soporte para Filtros Percoladores.

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

- Existen normativas para la instalación y caracterización de los posibles materiales que pueden usase como materiales de soporte en los Filtros Percoladores, como la DIN 19557 y la BS 1438:2004.

- La altura del material de soporte varía según su naturaleza, siendo habitual que en el caso de rellenos de piedra esta altura oscile entre 2-3, mientras que los rellenos plásticos operan con alturas superiores, 3-5 m.

- El medio de soporte se coloca sobre un falso fondo drenante, que retiene a este material, y que permite el paso del agua tratada y de la corriente de aire.

- Tras la instalación del material de soporte es importante asegurarse de que no existen defectos en el mismo y de que está homogéneamente repartido por todo el filtro.

Los elementos de entrada

- Las aguas a tratar, antes de su ingreso en el Filtro Percolador, deben someterse a un pretratamiento y a un tratamiento primario.

- Tras el pretratamiento se dispondrá un elemento para la medición de los caudales de alimentación al Filtro Percolador, siendo aconsejable que se cuente también con otro medidor para el control de los caudales de la corriente de recirculación.

- La alimentación a los Filtros Percoladores se efectúa por su parte superior, haciendo uso generalmente de un bombeo que envía los efluentes de la etapa de tratamiento primario hasta el sistema de distribución, que permite el reparto homogéneo de las aguas a tratar sobre el material de soporte.

- El sistema de alimentación es clave para controlar el espesor de la biopelícula, evitar los desprendimientos masivos de la misma y obtener un rendimiento óptimo en el Filtro Percolador.

- El tipo de sistema de distribución viene condicionado por la geometría del Filtro Percolador. En el caso de los filtros de sección rectangular se recurre a sistemas de distribución fijos, constituidos por tuberías perforadas, o por canalones con vertederos (Figura 7.145). En este caso, es

necesario que el sistema de reparto sea desmontable, para facilitar la limpieza del material de soporte, en caso de que se produzcan atascos.

Figura 7.145. Filtro Percolador con sistema de reparto fijo.

- En los filtros de sección circular se emplean sistemas de reparto móviles, constituidos por una columna central giratoria, de la que salen unos brazos provistos de boquillas u orificios (Figura 7.146). El accionamiento del giro del sistema de reparto se puede lograr por simple carga hidráulica, o mediante motores, equipados con variadores de frecuencia, que permiten modificar la velocidad de giro (Figura 7.147). Esta última modalidad permite un mayor control de la fuerza de lavado, lo que redunda en mejores rendimientos y se aconseja, especialmente, para los filtros de mayor tamaño.

- En los sistemas de reparto móviles las boquillas, por las que sale el agua, se disponen a distancias diferentes, encontrándose más próximas cuanto más alejadas están del centro del filtro. En el extremo de los brazos de distribución se debe incluir una brida ciega para facilitar su limpieza periódica.

- El sistema de distribución debe mantener una distancia al material de soporte de 15-25 cm para permitir que el agua se distribuya uniformemente, aunque esta distancia puede variar en función del sistema de distribución (fijo o móvil) y del tipo de elementos que distribuyen el agua (vertederos, orificios o aspersores). Dependiendo de esto, la altura

desde el sistema de distribución hasta el material de soporte puede ser de hasta 50 cm.

Figura 7.146. Filtro Percolador con sistema de distribución móvil por carga hidráulica (PTAR El Abra, Sacaba, Bolivia).

Figura 7.147. Filtro Percolador con sistema de distribución móvil motorizada.

- Se recomienda el empleo de sistemas de reparto móviles, puesto que consiguen una mejor distribución del agua a tratar sobre el material de soporte y, por tanto, mejores rendimientos, si bien el costo de inversión de los equipos es superior al correspondiente a los sistemas de alimentación fija.

La ventilación

- En el caso de los Filtros Percoladores que recurren al empleo de materiales de soporte de naturaleza mineral, se recomienda que las aperturas destinadas a la ventilación presenten una superficie de al menos el 15% de la superficie transversal del filtro y que, al mismo tiempo, el tamaño de los canales o tuberías de evacuación del agua de salida eviten la sumergencia de más del 50% de la sección trasversal de estas aperturas *(WEF, 1992)*.

- En el caso de los Filtros Percoladores que emplean materiales de soporte plásticos, las aperturas dispuestas en la parte inferior del filtro deben suponer al menos un 5% de su superficie transversal. Los fabricantes de rellenos de naturaleza plástica recomiendan 0,1 m^2 de área de ventilación por cada 3-4,6 metros de perímetro del filtro *(WEF, 1992)*.

- Se recomienda, sobre todo en lugares fríos, que las aperturas de ventilación se construyan de forma que en invierno se pueda reducir su superficie, o proceder al cerramiento de algunas de estas ventanas, para evitar el enfriamiento excesivo del interior del filtro.

Los elementos de salida

- La salida de las aguas, tras atravesar el material de soporte, tiene lugar por la parte inferior del filtro, que debe presentar en su fondo una pendiente del orden del 1-2% para facilitar la evacuación de las aguas tratadas hacia los canales de recogida, que pueden ser interiores, o periféricos bordeando el perímetro del filtro. En este último caso, la salida de las aguas tiene lugar a través de la parte inferior de las aperturas de ventilación del filtro. La salida periférica facilita el mantenimiento de la unidad de tratamiento.

La recirculación

- En los Filtros Percoladores la recirculación tiene por objetivos:
  - Operar de acuerdo con las condiciones del dimensionamiento, manteniendo la carga hidráulica y la concentración de las aguas afluentes al filtro, en valores próximos a los establecidos.
  - Evitar el secado del material de soporte en aquellos momentos en los que los caudales de aguas residuales a tratar sean nulos o muy reducidos (especialmente por las noches).
  - Llevar a cabo procesos de desnitrificación en el propio filtro.
- Para la recirculación se emplean normalmente dos o más bombas, operadas de forma manual o automática, existiendo distintas estrategias de recirculación:
  - Se recircula únicamente cuando entra un caudal bajo de aguas residuales a la PTAR.
  - Se mantiene un caudal de recirculación constante todo el tiempo.
  - Se mantiene un caudal de recirculación inversamente proporcional al caudal de aguas residuales de la entrada.
- Idealmente, se debería trabajar con un caudal de recirculación inversamente proporcional al caudal de agua de alimentación, para mantener la carga hidráulica constante, lo cual requeriría de un automatismo de control de la recirculación. En cualquier caso, el caudal de recirculación debe ser siempre regulable para ajustarse a las posibles variaciones del caudal de entrada a la PTAR y poder optimizar el funcionamiento de la instalación en caso necesario.

7.6.7.2 Sedimentadores secundarios

- En caso de recurrir a sedimentadores secundarios estáticos, sus características ya fueron descritas en el apartado 6.5.3 de la presente guía. A continuación, se exponen las características constructivas de los sedimentadores secundarios dinámicos.

El confinamiento

- Lo habitual es recurrir a sedimentadores secundarios construidos en hormigón y de geometría circular.
- El fondo del sedimentador debe tener una pendiente, hacia la zona de recogida de lodos, del 4-10%.
- Para este tipo de sedimentadores se recomienda un diámetro máximo de 60 m, siendo lo habitual diámetros de 10-40 m.
- La profundidad útil (calado) de los sedimentadores secundarios se relaciona con su diámetro, de acuerdo con la siguiente tabla *(EPA, 1975)*.

Tabla 7.67. Calados de los sedimentadores secundarios.

Diámetro (m)	Calado recomendado (m)	Calado mínimo (m)
< 12	3,30	3,00
12 - 21	3,60	3,30
21 - 30	3,90	3,60
30 - 42	4,20	3,90

Los elementos de entrada

- El agua entra por el centro del sedimentador, a través de una tubería que descarga en el interior de un cilindro deflector (campana tranquilizadora), que tiene como objetivo amortiguar las alteraciones de las variaciones de caudal en el proceso de separación sólido/líquido (Figura 7.148).
- Se recomienda que la profundidad de la campana tranquilizadora no sea inferior a 1/3 del calado del sedimentador y que su diámetro no sea inferior al 20% del diámetro del propio sedimentador.
- La velocidad de entrada del agua al sedimentador no debe ser superior a 10 cm/s.

Figura 7.148. Detalle de la entrada a un sedimentador secundario.

Los elementos de salida

- Debe diseñarse cuidadosamente el sistema de salida del agua decantada para evitar fugas de sólidos y sobrenadantes, que empeoran la calidad de las aguas tratadas. Para ello, los sedimentadores deben contar con una chapa deflectora para retener los flotantes, con una sumergencia mínima de unos 20 cm, que se dispone por delante del vertedero, que suele ser del tipo Thompson y que atenúa las variaciones del nivel de agua frente a las variaciones del caudal de alimentación (Figura 7.149).

Figura 7.149. Detalle del deflector y del vertedero Thompson a la salida de un sedimentador secundario.

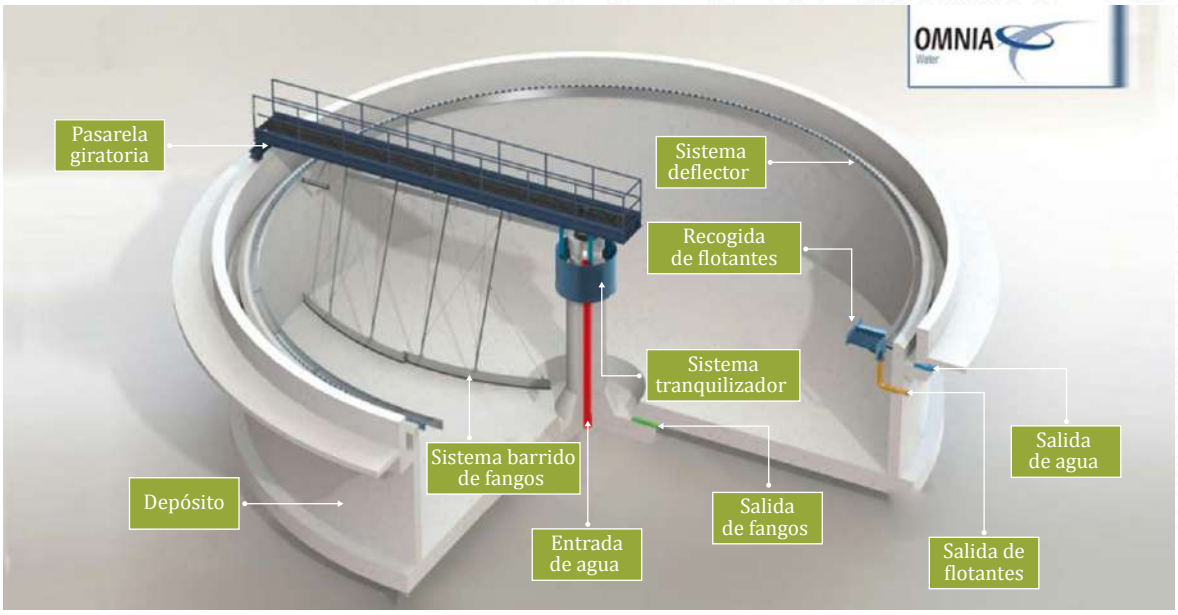
- La nivelación del vertedero constituye un aspecto constructivo importante, por lo que se recomienda la adopción de vertederos metálicos, de aluminio o acero inoxidable, que permitan una regulación de su nivel previamente a la puesta en marcha de la instalación.

La extracción de lodos y flotantes

- Para la extracción de los lodos y flotantes se dispone de rasquetas de barrido, que generalmente cuelgan de una pasarela giratoria que se desplaza a una velocidad máxima perimetral de 120 m/h. La Figura 7.150 muestra los sistemas de recogida de lodos y flotantes en los sedimentadores *(OMNIA Water)*.

- Las rasquetas deben ser extraíbles para su reparación en caso necesario, especialmente si se dispone de una sola unidad de sedimentación.

Figura 7.150. Sistema de recogida de lodos y flotantes en sedimentadores secundarios *(OMNIA Water)*.



7.6.8 Operación y mantenimiento

- Las labores de operación y mantenimiento de las etapas de pretratamiento y de los Tanques Imhoff ya se han detallado en los apartados 6.5.2.6 y 6.5.3.6 y las de los RAFA se han analizado en el apartado 7.2.9.

- Fundamentalmente, las labores de operación de los Filtros Percoladores se orientan a mantener los valores de carga hidráulica y de fuerza de lavado, que se hayan asumido en su dimensionamiento.

- Diariamente se comprobará:

  - El correcto funcionamiento del sistema de distribución del agua residual sobre el material de soporte, verificando que sale agua por todas las boquillas y que la distribución se realiza de tal forma que se asegura un mojado homogéneo de toda la superficie del material de soporte.

  - Que el agua percola bien a través del filtro y que no existe ninguna obstrucción, que se pondría de manifiesto por la aparición de zonas encharcadas en la superficie del material de soporte.

- Que se genera la fuerza de lavado necesaria para retirar el lodo en exceso, que se va desprendiendo del material de soporte. Un contenido en materia en suspensión uniforme a la salida del filtro es indicativo de que el lavado es el adecuado.

- El funcionamiento de los bombeos (de alimentación y de recirculación) y que los caudales bombeados son los adecuados de acuerdo a la estrategia de operación seleccionada.

- Quincenalmente se debe proceder al ajuste de la horizontalidad de los brazos del sistema de distribución de la alimentación. Para ello, se comprueba con la ayuda de un nivel, la altura en varios puntos de cada uno de los brazos, ajustándose su horizontalidad actuando sobre los tensores del sistema de distribución. Todos los brazos deben ajustarse al mismo plano horizontal.

- Mensualmente debe procederse al ajuste de la verticalidad del eje central. Para ello, con la ayuda de un nivel se comprobará la altura del extremo de uno de los brazos de distribución a lo largo de una vuelta completa y se corregirá la horizontalidad con los grados de libertad del codo silleta.

- Debe asegurarse durante la noche la operación del brazo distribuidor y que la superficie del material soporte se humedece homogéneamente.

- En el periodo invernal se debe medir la temperatura de las aguas residuales afluentes y de los efluentes del filtro. En caso de que se registren enfriamientos superiores a 4 ºC, o de que la temperatura de los efluentes sea inferior a 8 ºC, debe detenerse la recirculación para minimizar el enfriamiento del interior del filtro.

- Especial cuidado debe prestarse al posible secado del material de soporte, lo que conducirá a la destrucción del biofilm y a una bajada drástica de los rendimientos de depuración. Esto es especialmente crítico en el caso de los materiales de soporte de naturaleza plástica, en los que no se recomienda que se dejen sin aporte de agua durante más de dos horas seguidas. En el caso de recurrir al empleo de piedras como material de soporte, se dispone de un mayor margen de maniobra, si bien este margen viene condicionado por el tipo de piedra que se emplee.

- En lo referente a las labores de operación y mantenimiento de los sedimentadores secundarios dinámicos, se comprobará:

  - Diariamente el correcto funcionamiento del mecanismo de giro, que acciona las rasquetas de recogida de lodos (en el fondo del sedimentador) y de flotantes (en su superficie).

  - Diariamente el correcto funcionamiento de las bombas de extracción de los lodos sedimentados. La aparición de burbujeo en la superficie del sedimentador es un claro indicio de que se precisa acortar los tiempos de entrada en operación de estas bombas. Por el contrario, la extracción de lodos muy diluidos puede aconsejar incrementar esos tiempos.

  - Dos veces a la semana se comprobará la sedimentabilidad de los lodos, para ello se procederá a la determinación del Índice Volumétrico de Lodos (IVL), que se define como el volumen en mililitros ocupado por un gramo de sólidos del licor mezcla (SSLM), tras una sedimentación de 30 minutos en una probeta de 1.000 ml.

  - El IVL se determina midiendo el volumen ocupado por una muestra de lodos, tomada a la entrada al sedimentador, después de 30 minutos de sedimentación, y dividiendo este volumen por la concentración de sólidos en suspensión del licor mezcla (SSLM).

$$(IVL) = \frac{mL\ de\ lodos\ sedimentados\ tras\ 30\ min \cdot 1000}{g/L\ \ de\ \ SSLM}$$

    Valores bajos de IVL (<100 mL/g) indican una buena calidad de sedimentación y, por lo tanto, un efluente bien clarificado.

  - Quincenalmente se procederá a la limpieza, mediante cepillado, de la chapa deflectora y del vertedero de salida del sedimentador, donde con el tiempo se va fijando biomasa.

  - Regularmente se procederá al engrase de los equipos mecánicos (limpieza mecanizada de las rejas de desbaste, rodamientos del sistema distribuidor de la alimentación al Filtro Percolador, sistema de accionamiento de las rasquetas del sedimentador secundario) y a la limpieza y sustitución de los accesorios que se especifiquen. La

frecuencia de estas operaciones, y el tipo de lubricante a emplear, serán acordes a lo que se especifique en el manual del fabricante.

7.6.9 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de los Filtros Percoladores, cabe destacar las siguientes:

- Muy bajos requisitos de superficie para su construcción, en contraposición a las tecnologías extensivas.
- Costos de operación y mantenimiento inferiores a la Aireación Extendida.
- Labores de operación y mantenimiento más simples en comparación con la Aireación Extendida (no se precisa ni el control del nivel de oxígeno disuelto, ni de la concentración de biomasa en el reactor, ni de la recirculación de lodos al reactor).
- Buena tolerancia a sobrecargas hidráulicas puntuales en el caso de la línea I.
- Buen comportamiento frente a choques tóxicos y aguas residuales diluidas en el caso de la Línea I.
- Bajo nivel de ruidos.
- Robustez de las instalaciones.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- En comparación con los sistemas extensivos suelen precisar un mayor número de equipos electromecánicos, que consumen energía eléctrica y que requieren un mantenimiento más complejo y costoso.
- Generación de lodos sin estabilizar cuando se emplean Sedimentadores Primarios.
- Es menos flexible que los procesos de Aireación Extendida, por lo que se adapta peor que esta ante variaciones respecto a las condiciones de dimensionamiento.

- Deficiente comportamiento ante aguas residuales cargadas en el caso de la línea I.
- Presentan una mala integración paisajística.
- En las líneas que cuenten con Tanque Imhoff y RAFA como tratamientos primario, si no se quema el biogás producido, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero. Igualmente, se pueden generar malos olores por los compuestos odoríferos que forman parte del biogás generado.

Referencias bibliográficas

ATV-DWK-A 281E (2001). Dimensioning of Trickling Filters and Rotating Biological Contactor. German ATV-DVWK Rules and standards.

BS 1438 (2004). Media for Biological Percolating Filters. British Standards. UK.

DIN 19557 (2004). Wastewater treatment plants. Mineral filter media and plastic media for percolating filters. Germany.

EPA (1975). Process Design Manual for Suspended Solid Removal. Enero de 1975.

Lettinga (1995). Anaerobic reactor technology: reactor and process design. In International Course on Anaerobic Treatment. Wageningen Agricultural University/IHE, Delft, Wageningen, 17-28 Jul. 1995.

MARM (2010). Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. ISBN: 978-84-491-1071-9.

MARN (2016). 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.

Metcalf&Eddy (1998). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. McGraw-Hill Inc. ISBN: 84-481-1607-0.

Metcalf&Eddy (2013). Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery. 5th Edition. ISBN-13:978-0073401188.

Ortega, E. (2018). Tratamientos biológicos de fangos activados. Aspectos generales y procesos convencionales. XXXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, noviembre 2018.

WEF (1992). Manual of practice. N0 8. Design of municipal wastewater treatment plants. Water Environmental Federation. Alexandria, VA.

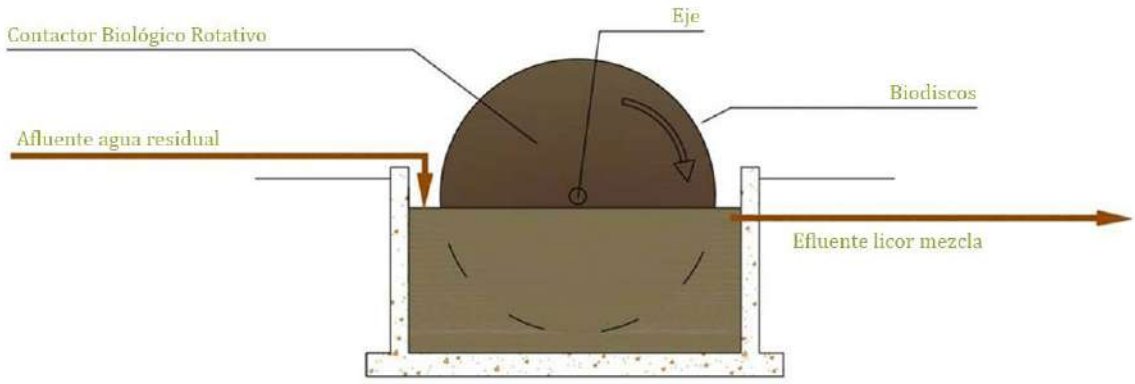
7.7 Contactores Biológicos Rotativos (CBR)

7.7.1 Fundamentos

La tecnología de tratamiento de las aguas residuales conocida como Contactores Biológicos Rotativos (CBR) se encuadra dentro de los procesos de biomasa fija (ver Capítulo 3), y consiste en un material de soporte que gira semisumergido (aproximadamente el 40%) en un reactor, que contiene el agua residual a depurar**.**

El material de soporte gira lentamente (1-2 rpm), por lo que va exponiendo su superficie alternativamente al agua y al aire. Sobre este material se desarrolla, de forma natural y gradualmente, una película de biomasa bacteriana (biofilm), 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 material de soporte se encuentra fuera del agua *(Scholz, 2006),* (Figura 7.151).

Figura 7.151. Esquema de un Contactor Biológico Rotativo (CBR).



La biomasa presente en el reactor, que se mantiene en suspensión gracias al giro del material soporte, ejerce una contribución muy pequeña a los rendimientos de depuración, pues se estima que un 90% del total de la biomasa activa se encuentra en forma de biomasa fija.

El crecimiento de la biopelícula sobre el material de soporte 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 más profundas del biofilm, produciéndose en estas zonas fermentaciones y burbujeo gaseoso. En estas condiciones, el esfuerzo cortante producido por la rotación del material de soporte en el seno del líquido, es suficiente para producir el desprendimiento localizado de la biopelícula.

Una vez desprendida una porción del biofilm, comienza en ese lugar el crecimiento de nueva biomasa adherida, repitiéndose el proceso indefinidamente y regulándose, de esta forma, el espesor de la biopelícula *(Elenter et al., 2007).*

La biomasa desprendida del material de soporte, que constituye los lodos en exceso del proceso depurador, se separa del efluente tratado en la etapa de sedimentación secundaria que sigue al tratamiento biológico.

De acuerdo con las características del material de soporte, cabe distinguir tres modalidades de Contactores Biológicos Rotativos:

- *Biodiscos:* en ellos el material de soporte para la fijación bacteriana está constituido por un conjunto de discos de material plástico, de 1 a 5 m de diámetro. Los discos se mantienen paralelos y a corta distancia entre ellos, gracias a un eje central que pasa a través de sus centros. La distancia entre los discos depende de la carga orgánica con la que se opere, estando más separados entre sí los discos de la primera etapa, que son lo que reciben un mayor nivel de carga orgánica. La superficie de los discos se corresponde, aproximadamente, con la superficie biológicamente activa para el tratamiento de las aguas.

- *Biocilindros:* en este caso una jaula cilíndrica perforada (cilíndrica o prismástica poligonal) alberga en su interior el material de soporte en piezas distribuidas al azar, a las que se fija la biomasa bacteriana. Esta jaula gira semisumergida en el agua a depurar. Si bien, permite incrementar la superficie para la fijación bacteriana, presenta como

desventaja el progresivo desgaste del material del relleno por el roce continuo entre las piezas.

- *Sistemas híbridos*: aúnan las ventajas de los dos tipos anteriores, minimizando sus inconvenientes. Se intenta que los materiales de soporte que giran presenten una elevada superficie específica, al objeto de incrementar la cantidad biomasa adherida, y de que no existan choques entre las partes móviles para que no se deteriore el material, como ocurre en el caso de los biocilindros.

Los Contactores Biológicos Rotativos operan bajo cubierta (Figura 7.152) para evitar daños al biofilm por la acción de los agentes atmosféricos y para preservarlo en caso de averías electromecánicas que detengan el giro del rotor y dejen expuesta a la atmósfera, de forma permanente, una porción del material de soporte.

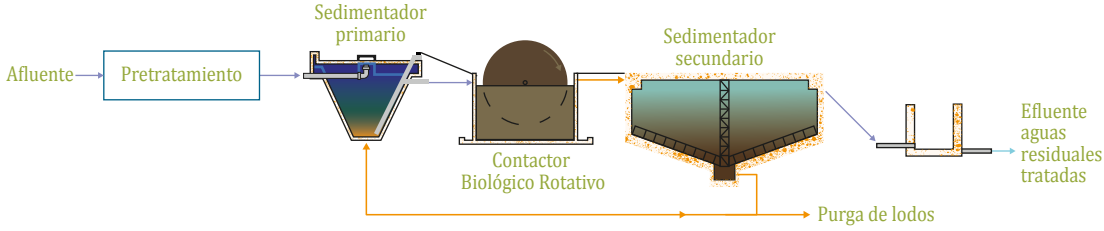
Generalmente, los Contactores Biológicos Rotativos constan de 2 ó 3 etapas si el objetivo se centra en eliminar exclusivamente la materia carbonada, o de 3 a 4 etapas, en el caso de que se quiera también nitrificar. Las distintas etapas se disponen habitualmente en confinamientos separados entre sí, y en ocasiones, con diferentes superficies específicas (densidades) de contactor, en lo que se conoce como disposición en cascada que permite operar en cada confinamiento con cargas diferentes, presentando el material de soporte distintos espesores de biopelícula en cada uno de ellos. Esta configuración reduce los efectos de los picos de carga que se registran en las estaciones de tratamiento de las aguas residuales.

En otros casos, el material de soporte se encuentra en un mismo confinamiento, consiguiéndose la configuración en cascada mediante el empleo de deflectores *(Metcalf & Eddy, 1998)*.

Figura 7.152. Contactor Biológico Rotativo. (PTAR de Laguna de Negrillos, León, España) *(UNFAMED).*

El diagrama de flujo habitual en el tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante Contactores Biológicos Rotativos se muestra en la Figura 7.153.

Figura 7.153. Diagrama de flujo clásico de una instalación de Contactores Biológicos Rotativos.

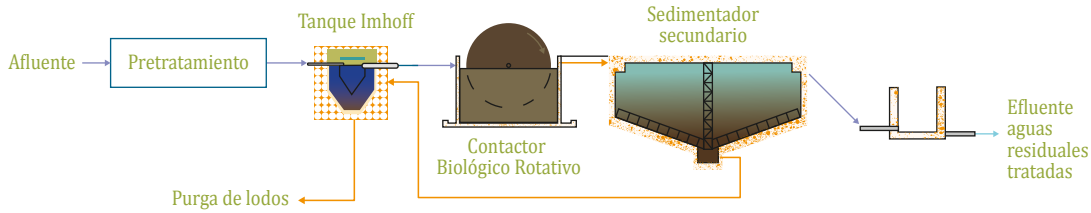


Como puede observarse, las aguas residuales tras su paso por el pretratamiento alimentan una etapa de sedimentación primaria, para minimizar la entrada de partículas sedimentables al contactor, y los efluentes pasan a una etapa sedimentación secundaria antes de su vertido final.

Operando bajo este diagrama de flujo, el tratamiento mediante Contactores Biológicos Rotativos genera lodos sin estabilizar en las dos sedimentaciones (primaria y secundaria), que deben tratarse antes de su disposición final.

Para solventar este inconveniente, en las poblaciones de tamaño pequeño-medio se puede sustituir la etapa de sedimentación primaria por un Tanque Imhoff. Esta disposición simplifica y abarata la gestión de los lodos en exceso, dado que los lodos del sedimentador secundario se conducen al Tanque Imhoff, para lograr su estabilización vía anaerobia (Figura 7.154), lo que evita la extracción continuada de estos subproductos de la PTAR.

Figura 7.154. Diagrama de flujo de un Contactor Biológico Rotativo operando con un Tanque Imhoff en cabecera.



También, se puede recurrir a emplear como tratamiento primario un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA) en las zonas más cálidas, al que igualmente se enviarían los lodos del sedimentador secundario, para su estabilización vía anaerobia.

7.7.2 Rendimientos

Los rendimientos medios de eliminación, referidos a los efluentes del tratamiento primario, que se alcanzan en los Contactores Biológicos Rotativos son del orden de: sólidos en suspensión (70-85%), DBO_5 (80-85%), DQO (75-80%), N_T (20-35%), P_T (20-30%) y de una unidad logarítmica en el caso de los coliformes fecales.

Para tener en cuenta la influencia de la temperatura en estos rendimientos, se suele acudir a ábacos que permiten obtener los correspondientes coeficientes de corrección (ver apartados 7.7.5.1 y 7.7.5.2).

7.7.3 Producción de lodos

La norma ATV-DVWK-A 281E indica que la producción de lodos en los Contactores Biológicos Rotativos se eleva a 0,75 kg de materia seca por cada kilogramo eliminado de DBO_5 en el proceso de depuración.

7.7.4 Consumo de energía eléctrica

El consumo de energía eléctrica en los CBR es del orden de 0,3-0,7 kWh/kg DBO_5 eliminado *(MARM, 2010)*.

7.7.5 Dimensionamiento

7.7.5.1 Eliminación de la materia carbonada

Para el dimensionamiento de los CBR, con el objetivo de eliminar materia carbonada, se siguen principalmente las recomendaciones de la norma ATV-DVWK-A 281E, siendo necesario definir los siguientes parámetros:

- Carga orgánica superficial
- Tiempo de retención hidráulica a caudal máximo (TRH)
- Carga hidráulica
- Dimensiones del contactor (diámetro y longitud el rotor) y del reactor
- Régimen de giro

En los CBR la *carga orgánica superficial* viene dada por:

$$C_s = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

Donde:

C_s: carga orgánica superficial (g $DBO_5/m^2/d$). Los m^2 hacen referencia a la superficie del material de soporte
Q: caudal de aguas a tratar (m^3/d)
C_a: concentración en DBO_5 de las aguas afluentes al contactor (g DBO_5/m^3)
S: superficie del material de soporte (m^2)

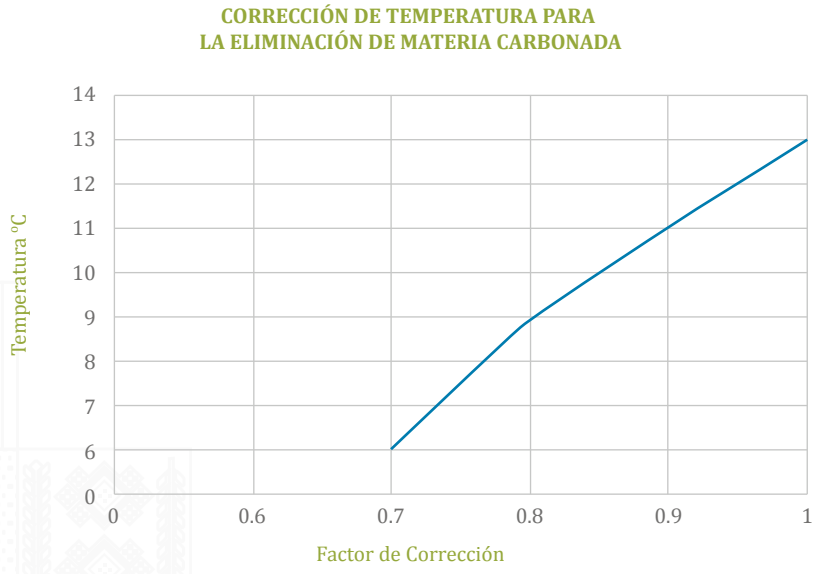
Para la determinación de la carga superficial con la que debe operar el Contactor Biológico Rotativo, en su modalidad de Biodiscos, cuando el objetivo es la eliminación de la materia carbonada, la norma ATV-DVWK-A 281E aconseja los siguientes valores, según se opere con 2 ó 3-4 etapas, dispuestas en cascada:

- 2 etapas en cascada: C_s ≤8 g $DBO_5/m^2/d$
- 3-4 etapas en cascada: C_s ≤10 g $DBO_5/m^2/d$

Para evitar la generación de olores desagradables en la primera etapa, la Norma ATV-DWK-A 281E recomienda limitar la carga orgánica superficial en esta etapa a 40 g $DBO_5/m^2/d$.

Debe hacerse constar que esta norma está redactada en Alemania, para una temperatura media de las aguas a tratar de 12 ºC en el mes más frío, por lo que para adaptar las cargas orgánicas superficiales a las temperaturas que se dan en las distintas zonas ecológicas, se ha recurrido al empleo del siguiente ábaco (Figura 7.155) *(FULLGAS)*:

Figura 7.155. Ábaco para la corrección de las cargas orgánicas superficiales, para le eliminación de la materia carbonada, en función de la temperatura de operación.



Aplicando los factores de corrección obtenidos de este ábaco, se han obtenido las cargas orgánicas superficiales que se recomiendan para el dimensionamiento de los CBR (para la eliminación de la materia carbonada) en las diferentes zonas ecológicas que se contemplan en la guía (Tabla 7.68).

Tabla 7.68. Cargas orgánicas superficiales (g $DBO_5/m^2/d$) recomendadas para las diferentes zonas ecológicas, para la eliminación de la materia carbonada.

	Altiplano	Valles	Llanos
CBR 2 etapas	6	8	8
CBR 3 - 4 etapas	8	10	10

El *tiempo de retención hidráulica a caudal máximo* en las cubas de los CBR se determina haciendo uso de la expresión:

$$TRH = \frac{V}{Q_{máx}}$$

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (h)
V: volumen del reactor (m3)
Qmáx: caudal máximo de aguas residuales a tratar (m3/h)

La Norma UNE-EN 12225-7 recomienda el empleo de TRH a caudal máximo de ≤ 1 h. Por otro lado, la Norma ATV-DVWK-A 281E recoge que para compensar los picos de caudal de las aguas a tratar, se recomienda un volumen mínimo del reactor de 4 L por cada m^2 de material de soporte.

La *carga hidráulica* con la que operan los CBR viene dada por la expresión:

$$C_h = \frac{Q}{S}$$

Donde:

C_h: carga hidráulica ($m^3/m^2/h$, m/h)
Q: caudal de aguas a tratar (m3/h)
S: sección del reactor que aloja al material de soporte (m2)

En el caso de los CBR que operan con desnitrificación, en la determinación de la carga hidráulica se tendrá también en cuenta el caudal de recirculación.

Los valores concretos de las *dimensiones del contactor y del reactor y del régimen de giro* vendrán definidos por el propio fabricante, una vez analice el proyecto en detalle.

7.7.5.2 Eliminación de las formas nitrogenadas

La eliminación de nitrógeno en los CBR alcanza porcentajes del 20-35%. En aquellos casos en los que por los requisitos de medio receptor se precisan mayores rendimientos, debe recurrirse a la combinación de procesos de nitrificación-desnitrificación.

Nitrificación

Para el dimensionamiento de Contactores Biológicos Rotativos en los que se consiga la nitrificación de las formas amoniacales, la superficie necesaria del material de soporte se calcula de forma separada para lograr la eliminación de la materia carbonada y la oxidación de las formas nitrogenadas (*ATV-DVWK-A 281E, 2001)* de forma que la superficie total necesaria del material de soporte viene dada por:

$$S_{TR} = S_{RC} + S_{RN}$$

Donde:

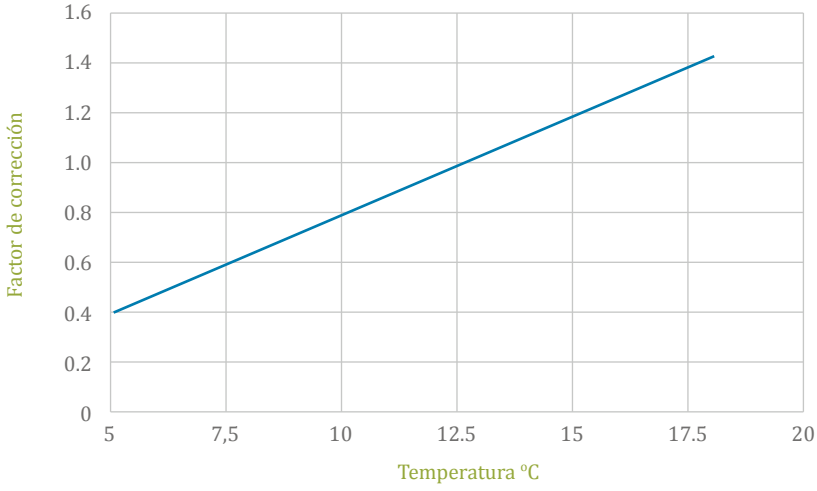
S_{TR}: superficie total del material de soporte para la eliminación de la materia carbonada y la nitrificación (m^2)
S_{RC}: superficie del material de soporte para la eliminación de la materia carbonada (m^2)
S_{RN}: superficie del material de soporte para la nitrificación (m^2)

Para alcanzar la nitrificación los CBR deben operar al menos con 3 etapas en cascada, recomendando la norma ATV-DVWK-A 281E las siguientes cargas orgánicas superficiales para la modalidad de Biodiscos:

- 3 etapas en cascada:
  - $C_{SDBO5} \leq 8$ g $DBO_5/m^2/d$
  - $C_{SNTK} \leq 1{,}6$ g $N/m^2/d$
- 4 etapas en cascada:
  - $C_{SDBO5} \leq 10$ g $DBO_5/m^2.d$
  - $C_{SNTK} \leq 2$ g $N/m^2/d$

Como se comentó, esta norma está redactada en Alemania, para una temperatura media de las aguas a tratar de 12 ºC en el mes más frío, por lo que se hace preciso adaptar esas cargas orgánicas de DBO_5 y de NTK a las temperaturas que se dan en las distintas zonas ecológicas contempladas en la guía. Para ello, se ha recurrido de nuevo a un ábaco (Figura 7.156) *(FULLGAS)*, con el que se han obtenido los siguientes factores de corrección: 0,7-0,8 en el caso del Altiplano; 1,3-1,4 para los Valles y 1,9-2,0 para los Llanos.

Figura 7.156. Ábaco para la corrección de las cargas orgánicas superficiales para la nitrificación, en función de la temperatura de operación.

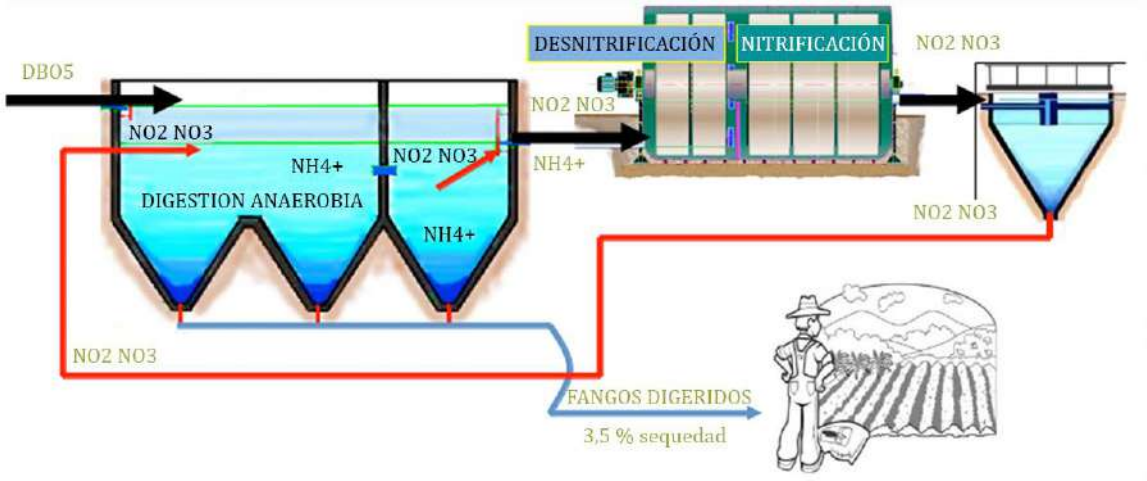


Para que se den procesos de nitrificación deberá trabajarse con valores de TRH superiores a los establecidos con anterioridad. Además, las superficies específicas (densidades) para las zonas en las que tienen lugar la nitrificación suelen ser mayores.

Desnitrificación

Para la desnitrificación puede hacerse uso del diagrama de flujo que se presenta en la Figura 7.157 *(FULLGAS)*. Como se observa, el CBR cuenta con una etapa inicial en la que se opera en condiciones de anoxia, para que se den en ella los procesos de desnitrificación, seguida de otra que trabaja en condiciones óxicas para lograr la nitrificación. Una recirculación, desde la sedimentación secundaria a cabecera de la línea de tratamiento, en la que se disponen equipos de decantación-digestión (Tanques Sépticos/Tanques Imhoff), permite que en esta etapa se dé un cierto grado de desnitrificación. Los nitratos restantes ingresan en la zona anóxica del CBR, donde son reducidos a formas gaseosas de nitrógeno que escapan del sistema. Las formas amoniacales se nitrifican en siguiente zona del CBR, pasando los nitratos a la etapa de sedimentación secundaria, iniciándose de nuevo el ciclo.

Figura 7.157. Desnitrificación en Biodiscos de "tercera generación".



También es posible que en los CBR se den procesos de desnitrificación, pero para ello se precisa, además de recircular el efluente al propio reactor, que se forme un biofilm suficientemente grueso como para que a su parte interna lleguen por difusión más fácilmente los nitratos que el oxígeno. Para esto es necesario diseñar el equipo con una separación entre discos específica.

También se dan procesos de desnitrificación, pero en menor medida, por la intervención de las bacterias desnitrificantes presentes en suspensión en la primera etapa del CBR.

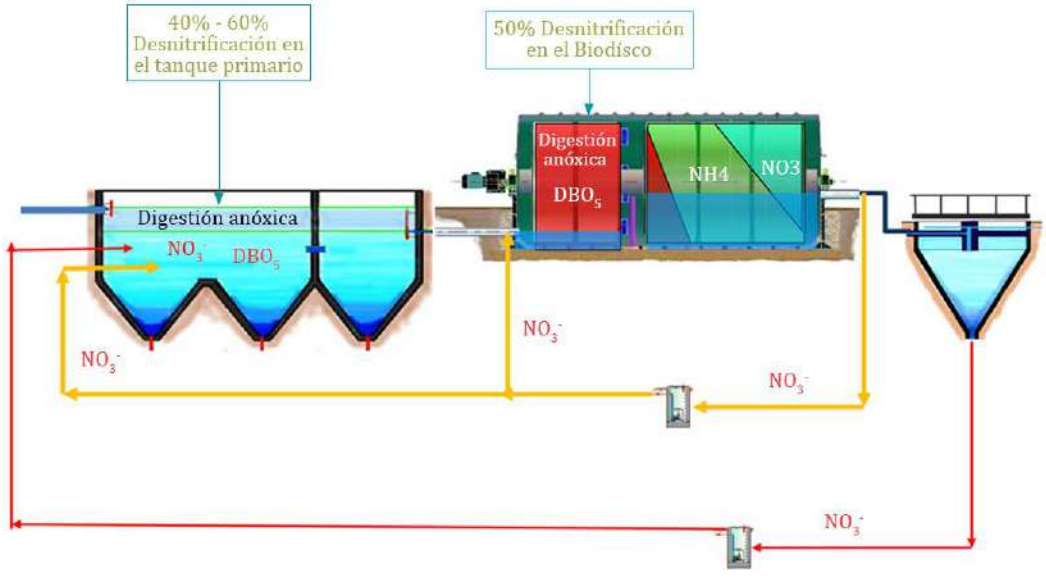
Cuando se persiga lograr la desnitrificación en el propio CBR es preciso tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Para que la desnitrificación sea efectiva es importante controlar el espesor de la biopelícula, llevándola a condiciones de anoxia, pero no anaerobias, que provocarían su desprendimiento y la generación de malos olores. Para esto es necesario establecer las velocidades de giro adecuadas.

- Es importante tener en cuenta estos aspectos en el diseño del CBR, pues el peso que deberá soportar el eje será superior, por la mayor cantidad de biopelícula presente.

En ocasiones también se puede acudir a soluciones mixtas, que suelen resultar más eficientes que las anteriores (Figura 7.158) *(FULLGAS)*.

Figura 7.158. Diagrama de flujo para la eliminación de nitrógeno.



7.7.5.3 Eliminación del fósforo

Dados los bajos rendimiento que se alcanzan en la eliminación de fósforo en los CBR (20-30%), en aquellas situaciones en las que por las características del medio receptor se precise obtener eliminaciones de este nutriente más elevadas, se recomienda el empleo de tratamientos fisicoquímicos, recurriendo a la adición de sales de hierro o de aluminio (ver Capítulo 8) a la salida de los contactores y antes de la etapa de sedimentación secundaria.

Para la determinación de la dosis correcta de los agentes químicos precipitantes se requiere la realización de pruebas de jarras, en cada situación concreta.

7.7.5.4 Dimensionamiento de la sedimentación secundaria

Para el dimensionamiento de la sedimentación secundaria se seguirán las recomendaciones que se recogen en al apartado 7.6.5.4.

7.7.5.5 Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento de un tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante el uso de Contactores Biológicos Rotativos.

1.- Definición del número de etapas

Se definirá el número de etapas con las que contará el CBR, en función de que el objetivo sea la eliminación de la materia carbonada o la nitrificación. En el primero de los casos se emplearán 2-3 etapas y 3-4 etapas para el segundo.

2.- Determinación de la superficie necesaria del material de soporte del contactor

Fijado un valor de la carga superficial, de acuerdo a lo especificado en la Tabla 7.68, la superficie del material de soporte se determina mediante:

$$S = \frac{Q \cdot C_a}{C_S}$$

Determinada la superficie necesaria del material de soporte, a través de los catálogos de los fabricantes de Contactores Biológicos Rotativos, se determinan

sus dimensiones. A modo de ejemplo, la Tabla 7.69 muestra las dimensiones de una serie de Contactores Biológicos Rotativos, junto a la potencia instalada.

Tabla 7.69. Dimensiones de Contactores Biológicos Rotativos *(UNFAMED).*

Diámetro de los discos (m)	Longitud del eje (m)	Superficie del material de soporte (m^2)	Potencia instalada (kW)
1,60	4,6	1.336	0,55
	5,6	1.567	0,55
	6,6	1.879	0,75
1,95	4,6	1.950	0,75
	5,6	2.432	0,75
	6,6	2.914	0,75
2,30	4,6	2.790	1,1
	5,6	3.480	1,1
	6,6	4.172	1,5
2,55	4,6	3.482	1,5
	5,6	4.346	1,5
	6,6	5.209	1,5
2,95	4,6	4.622	2,2
	5,6	5.738	2,2
	6,6	6.868	3,0
3,60	4,6	7.243	3,0
	5,6	9.038	3,0
	6,6	10.843	3,0
3,95	4,6	8.770	4,0
	5,6	10.945	5,5
	6,6	13.120	5,5

3.- Determinación del volumen del reactor

A partir del TRH recomendado para el caudal máximo se determina el volumen de la cuba del CBR reactor haciendo uso de la expresión:

$$V = Q_{máx} \cdot TRH$$

El valor del TRH a $Q_{máx}$ debe ser ≤1 hora cuando se desee únicamente eliminar materia carbonada, siendo mayor cuando también se desee nitrificar.

4.- Verificación de la carga hidráulica

A partir del volumen de la cuba del CBR, y fijada su altura útil, se determina la superficie de la sección transversal. Haciendo uso de esta superficie se calcula la carga hidráulica, haciendo uso de la expresión:

$$C_h = \frac{Q}{S}$$

Debe verificarse que el valor obtenido de carga hidráulica es conforme con el recomendado.

5.- Determinación del número de líneas

Los CBR presentan una limitación en lo referente a su capacidad unitaria de tratamiento, debido a limitaciones estructurales, especialmente en lo relativo a la longitud de los ejes del rotor. Por ello, esta capacidad unitaria se sitúa en 400-500 m^3/d.

El operar con varias líneas aporta flexibilidad al tratamiento, dado que en caso de avería en uno de los CBR, su alimentación puede desviarse temporalmente a las otras unidades implantadas.

6.- Dimensionamiento del sedimentador secundario

A partir del valor recomendado de la carga hidráulica a caudal máximo, se determina la superficie del sedimentador secundario mediante la expresión:

$$S = \frac{Q_{Máx}}{C_{hQMáx}}$$

A partir de la superficie calculada y de la profundidad definida del sedimentador secundario, se procederá a determinar su volumen útil, con el que se procederá al cálculo del tiempo de retención hidráulica a caudal máximo, haciendo uso de la expresión:

$$TRH_{Qmáx} = \frac{V}{Q_{máx}}$$

comprobándose que el TRH obtenido cumple con las especificaciones establecidas.

Por último, se procederá a determinar el valor de la carga sobre el vertedero, empleando para ello la expresión:

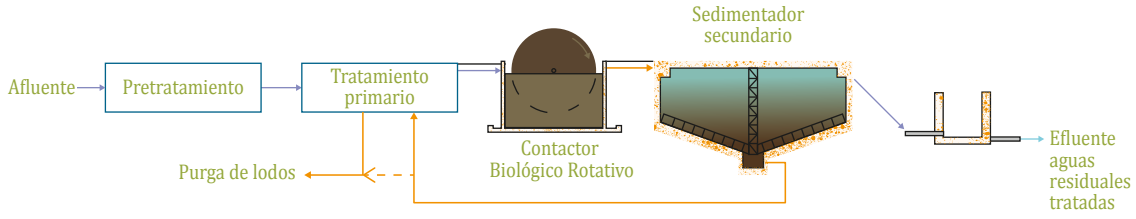
$$C_v = \frac{Q_{máx}}{L}$$

y se comprobará que el valor obtenido cumple con lo recomendado.

7.7.6 Líneas de tratamiento propuesta

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.3.3.2 de la presente guía, la línea de tratamiento propuesta para el caso de los Contactores Biológicos Rotativos, en base a la que se desarrollan los dimensionamientos básicos, es la siguiente (Figura 7.159):

Figura 7.159. Línea de tratamiento propuesta para los CBR.



Esta línea tiene dos versiones:

- **Línea de tratamiento I:** se aplica en la zona ecológica del Altiplano y en ella el tratamiento primario por debajo de los 20.000 habitantes servidos está constituido por un Tanque Imhoff, y por encima de esta población por un Sedimentador Primario. En el primero de los casos, los lodos que se extraen de la etapa de sedimentación secundaria, se envían al Tanque Imhoff para su estabilización vía anaerobia. En el segundo de los casos, los lodos extraídos de los sedimentadores secundarios se estabilizan en frío en lagunas anaerobias.

- **Línea de tratamiento II:** se aplica en las zonas ecológicas de Valles y Llanos y en ella el tratamiento primario está constituido por un RAFA,

al que se envían, para su estabilización, los lodos que se extraen de la etapa de sedimentación secundaria.

7.7.6.1 Características de la línea de tratamiento I

Rendimientos

Los rendimientos medios que se pueden obtener en la línea de tratamiento I se muestran en la tabla adjunta *(MARM 2010; MARN 2016)*.

Tabla 7.70. Rendimientos de la línea de tratamiento I.

	Tratamiento primario	Rendimiento global
Sólidos en suspensión (%)	55 - 65	**85 - 95**
DBO_5 (%)	25 - 35	**85 - 90**
DQO (%)	25 - 30	**80 - 85**
N_T (%)	-	**20 - 35**[1]
P_T (%)	-	**20 - 30**
Coliformes fecales (u. log.)	-	**1**

[1]Cuando se diseña específicamente para eliminar nitrógeno, se alcanzan rendimientos de eliminación de N_T del orden del 60-65%

Influencia de la climatología y la altitud

La temperatura tiene una influencia decisiva en el comportamiento de los Contactores Biológicos Rotativos, disminuyendo los rendimientos de eliminación de los contaminantes (especialmente del nitrógeno) conforme desciende este parámetro.

En lo referente a la influencia de la altitud sobre el comportamiento de esta línea de tratamiento, no se cuenta con la información contrastada suficiente para poder determinar cómo influyen las diferentes presiones parciales de oxígeno en los rendimientos que se dan en las distintas zonas ecológicas bolivianas, especialmente en el Altiplano.

Adaptación a la zona ecológica

El hecho de que los CBR operen bajo cubierta, protegido de las inclemencias meteorológicas, permite que se adapten bien a las condiciones del Altiplano, por lo que pueden aplicarse en todo el territorio boliviano.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Los Contactores Biológicos Rotativos soportan bien las variaciones de caudal de las aguas residuales a tratar, siempre y cuando el tiempo de retención hidráulica se mantenga por encima del mínimo necesario. Si estas variaciones de caudal son muy elevadas, es recomendable añadir a la línea de tratamiento algún sistema de regulación del caudal de alimentación.

También, por el hecho de operar bajo la modalidad de biomasa fija, los CBR trabajan bien con aguas residuales diluidas, lo que no ocurre con las diferentes modalidades de Lodos Activados (por ejemplo, Aireación Extendida), que se basan en procesos de biomasa en suspensión.

Al disponer de pocas variables de control sobre las que actuar, frente a condiciones de operación diferentes a las consideradas en el diseño inicial (en comparación con los procesos de Lodos Activados), operar cerca de los parámetros de diseño es fundamental, para conseguir buenos rendimientos con este tipo de tecnología.

Producción y características de los lodos generados

En esta línea de tratamiento los lodos se generan tanto en el tratamiento primario (Tanques Imhoff por debajo de los 20.000 habitantes y Sedimentadores Primarios para las poblaciones mayores), como en los propios Contactores Biológicos Rotativos.

Para la determinación de la cantidad de lodos generados en el Tanque Imhoff se parte de las cargas unitarias de sólidos en suspensión, por zona ecológica y tamaño de población, que se recogen en la Tabla 5.3, y se asume: un rendimiento de eliminación de estos sólidos del 60%, que la fracción volátil de los mismos es del 75%, que esta fracción volátil se reduce un 40% y que los lodos presentan una concentración final del 5%.

Para la determinación de la cantidad de lodos generados en los Sedimentadores Primarios se parte de las cargas unitarias de sólidos en suspensión, por zona ecológica y tamaño de población, que se recogen en la Tabla 5.3, y se asume un rendimiento de eliminación de estos sólidos del 63% y que los lodos presentan una concentración final del 4%.

A las cantidades generadas de lodos en los Tanque Imhoff y Sedimentadores Primarios se ha sumado las que se extraen periódicamente de los sedimentadores secundarios, asumiendo: un porcentaje de eliminación de DBO_5 en los tratamientos primarios del 30%; una producción de lodos en los CBR de 0,75 kg m.s./kg de DBO_5 eliminado, un porcentaje de eliminación de DBO_5 en los CBR del 82,5% y que los lodos tienen un porcentaje de materia volátil del 65%, que se reduce un 40% en los Tanques Imhoff y lagunas anaerobias, a los que se envían para su estabilización. Los lodos estabilizados que se extraen de los Tanques Imhoff y de las lagunas anaerobias presentan concentraciones del 5 y 3%, respectivamente.

Con todo ello, se ha obtenido la Tabla 7.71, que presenta la producción de lodos en la línea I.

Tabla 7.71. Generación de lodos de la línea de tratamiento I.

Zona ecológica	Unidades	Habitantes					
		1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano	g m.s./hab/d	18,5	23,7	26,6	31,1	33,5	38,1
	%	5	5	5	5	3	3
	L/hab/d	0,37	0,47	0,53	0,62	1,12	1,27

Como se ha comentado, por debajo de los 20.000 habitantes los lodos extraídos de los sedimentadores secundarios se envían a los Tanques Imhoff, mientras que para poblaciones mayores estos se envían a lagunas anaerobias, para su estabilización en frío.

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

La complejidad de estas labores dependerá del grado de equipamiento electromecánico con el que cuente la línea de tratamiento, dado que este condicionará las necesidades de los mantenimientos preventivos y correctivos de los equipos y, por tanto, la necesidad de contar con operadores más o menos cualificados y en mayor o menor cantidad.

Si bien, las labores para la correcta operación de los CBR no entrañan una especial dificultad, el hecho de contar con equipamientos electromecánicos (accionamiento del giro del rotor, bombas para la purga de los lodos en exceso del sedimentador secundario, motores de accionamiento de las rasquetas de fondo y superficie en los sedimentadores dinámicos), conlleva el correspon-

diente mantenimiento preventivo y correctivo de estos equipos, para lo que se precisan operadores cualificados y, en ciertos casos, la asistencia técnica de empresas externas.

También, debe tenerse en cuenta que los Contactores Biológicos Rotativos son equipos generalmente importados, por lo que conviene asegurarse que la casa comercial que importe estos equipos cuente con un buen servicio técnico postventa.

Impactos medioambientales

En los tratamientos primarios (Sedimentadores Primarios, Tanques Imhoff), que preceden a los CBR, se pueden generar malos olores. La generación de estos olores en el caso de los sedimentadores primarios viene motivada, principalmente, por una mala gestión de la extracción de los lodos decantados y en el caso de los Tanques Imhoff por los gases que se generan en los procesos anaerobios que tiene lugar en la zona de digestión, cuando estos gases escapan libremente a la atmósfera. En este último caso, también se emitirá a la atmosfera metano, gas con alto potencial de efecto invernadero.

Si las cargas orgánicas con las que trabajan los Contactores Biológicos Rotativos se ajustan a las recomendadas y los recintos que los albergan se mantienen convenientemente ventilados, la generación de malos olores en los CBR es mínima.

Como consecuencia de la escasa potencia que precisan los Contactores Biológicos Rotativos para su funcionamiento 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.

Los impactos visuales negativos de esta tecnología son muy limitados, como consecuencia de su reducido tamaño y por el hecho de que gran parte de su estructura se suele disponer enterrada.

Como en cualquier otra tecnología, por deficiencias constructivas o por el deterioro de las instalaciones, se corre el riesgo de infiltraciones de aguas de mala calidad que pueden provocar la contaminación de las aguas subterráneas.

Influencia de las características del terreno

Al tratarse de una línea de tratamiento de carácter intensivo, precisa de poca superficie para su emplazamiento, por lo que las características de los posibles terrenos disponibles ejercen una menor influencia sobre su selección. No obstante, al construirse generalmente enterrados el tratamiento primario, el reactor y la sedimentación secundaria, deben primarse los terrenos fáciles de excavar, con un nivel freático profundo, buena capacidad portante y que permitan que, en la mayor parte del proceso de tratamiento, las aguas a tratar discurran por gravedad, para obviar bombeos, con el consiguiente ahorro en los costos de construcción y, especialmente, en los de operación.

Estimación de la superficie necesaria

De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Pretratamiento: por debajo de los 20.000 habitantes el desbaste es de limpieza manual y consta de dos rejas de desbaste de 3 y de 1 cm de paso respectivamente, dispuestas en serie, a las que siguen un desarenador estático. Por encima de esta población se implanta un pretratamiento mecanizado, que consta de: un desbaste dispuesto en doble canal, con rejas mecanizadas en uno de ellos de 3 y 1 cm, dispuestas en serie, y con una reja de limpieza manual en el canal de by-pass, de 3 cm de paso y un desarenador-desengrasador, con extracción mecanizada de las arenas.

- Tratamiento primario: por debajo de los 20.000 habitantes se hace uso de Tanques Imhoff, por encima de esta población se recurre al empleo de Sedimentadores Primarios dinámicos, equipados con rasquetas de fondo y de superficie. En el caso de los Tanques Imhoff se recurre a la implementación de una única unidad en la línea de tratamiento, mientras que en el caso de los Sedimentadores Primarios se implantan dos unidades en paralelo.

- La tipología de contactor seleccionada ha sido la de biodiscos, con una configuración de tres etapas en cascada, empleando una carga superficial de 8 g $DBO_5/m^2/d$ para la determinación de la superficie necesaria del material de soporte.

- Una vez determinada la superficie necesaria del material de soporte, el número y las dimensiones de los contactores y de los reactores, así como la potencia necesaria para el accionamiento del rotor, se han determinado haciendo uso del catálogo de una empresa fabricante.

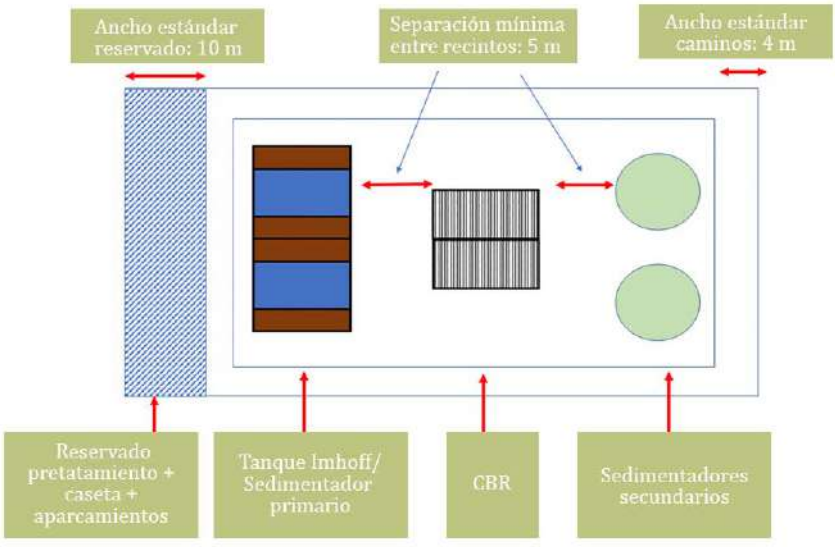
- Para la determinación del volumen de los rectores se ha adoptado un TRH de 1 hora a caudal máximo.

- Como sedimentadores secundarios se emplean sedimentadores dinámicos, equipados con rasquetas de fondo y de superficie.

- No se tienen en cuenta la superficie necesaria para el tratamiento de lodos en exceso, ni la desinfección de los efluentes, que se establece en los Capítulos 11 y 9, respectivamente, de la presente guía.

- La disposición de los diferentes elementos del proceso depurador sigue la configuración siguiente:

Figura 7.160. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para esta línea de tratamiento para los tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos se han estimado los requisitos de superficie para el emplazamiento de la línea de tratamiento por habitante servido (m^2/hab) , capacidad de tratamiento ($m^2/m^3/d$) y carga tratada (m^3/kg DBO_5/d).

Figura 7.161. Requisitos de superficie por habitante servido.

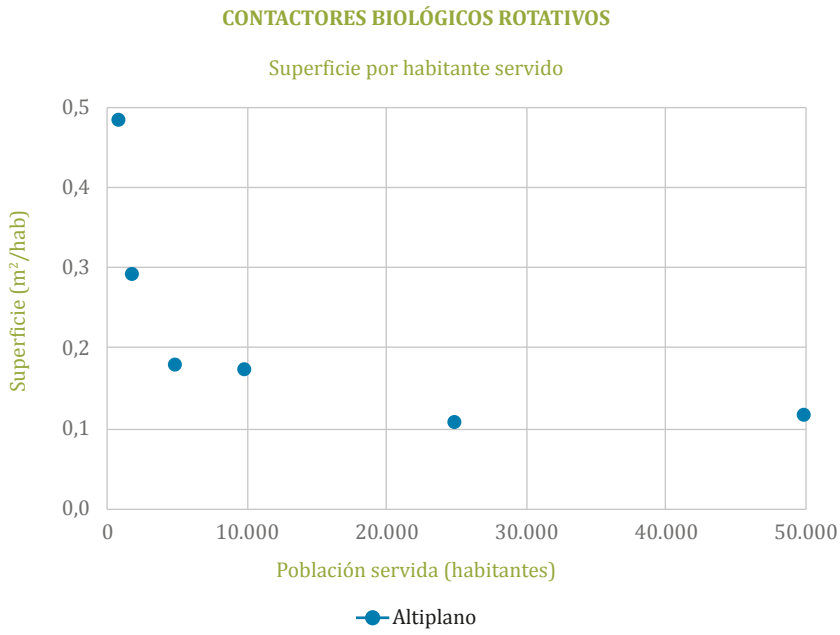


Figura 7.162. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

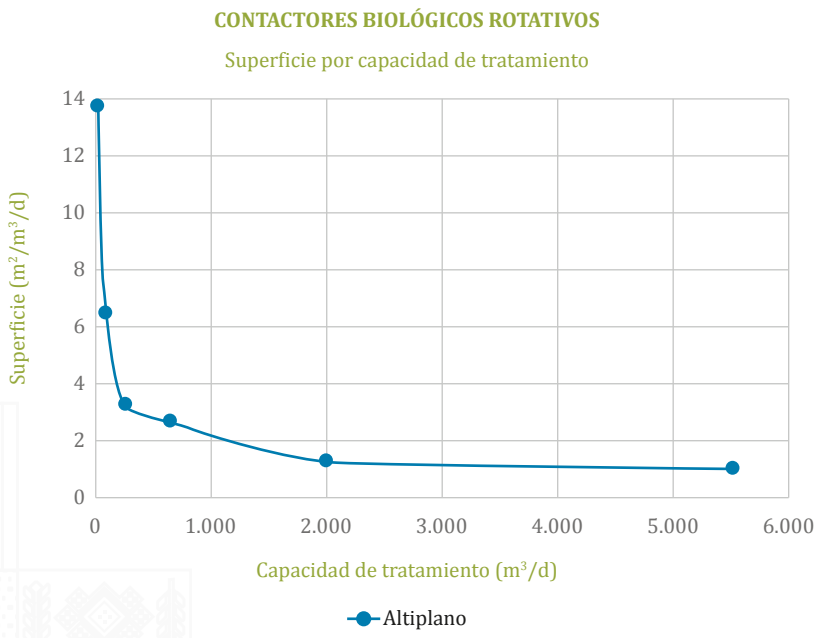
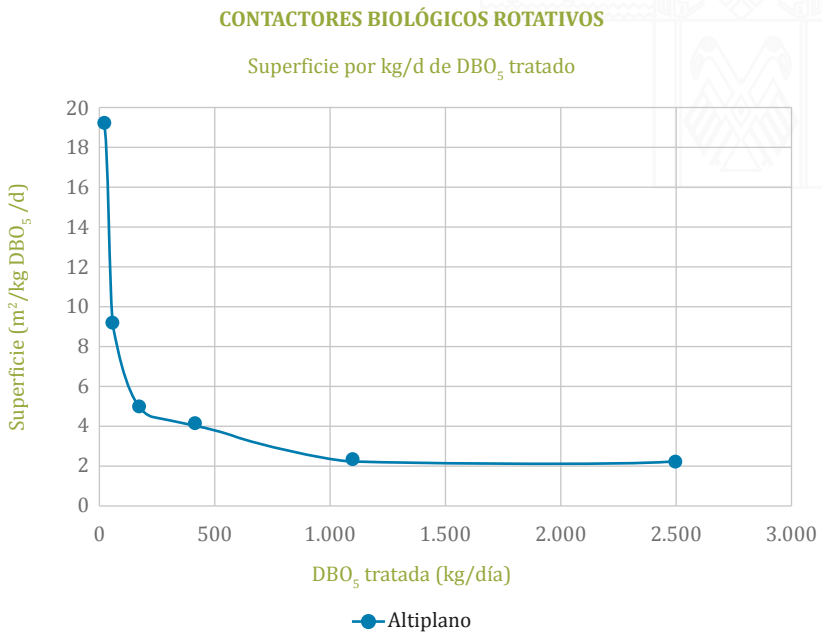


Figura 7.163. Requisitos de superficie por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



En estas curvas se observa que los requisitos de superficie por habitante servido siguen, en general, la tendencia clásica, consecuencia de la economía de escala, que conlleva a que los requisitos de superficie decaigan con el tamaño de la población tratada, la capacidad de tratamiento y la cantidad tratada de DBO_5.

El quiebre que se observa en la curva, al pasar de 2.000 a 5.000 habitantes servidos, viene motivado por pasar de una única línea de tratamiento a dos líneas dispuestas en paralelo.

En el Capítulo 12 de la guía se muestran de forma numérica las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.161 se han desglosado en la Tabla 7.72 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan las superficies del pretratamiento, de los CBR y de los sedimentadores secundarios, para los distintos tamaños de población considerados.

Tabla 7.72. Porcentajes de superficie ocupada por el tratamiento primario, los CBR y los sedimentadores secundarios, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por el tratamiento primario/ CBR/sedimentadores secundarios					
Altiplano	1/3/1	2/4/1	3/7/2	4/9/3	5/13/8	5/12/9

Se observa, que de los tres elementos considerados de la línea de tratamiento, los CBR son los que ocupan un mayor porcentaje de la superficie total de la instalación de depuración.

Estimación de los costos de construcción

A partir de los dimensionamientos básicos realizados, conforme a las bases de partida especificadas en los apartados 5.5.5.1 y 5.5.2.2, se han confeccionado las curva siguientes, que representan, para la zona ecológica del Altiplano y para los tamaños de población considerados, los costos de construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (Bs/hab), capacidad de tratamiento (Bs/m^3/d) y carga tratada (Bs/kg DBO_5/d).

Figura 7.164. Costos de construcción por habitantes servidos.

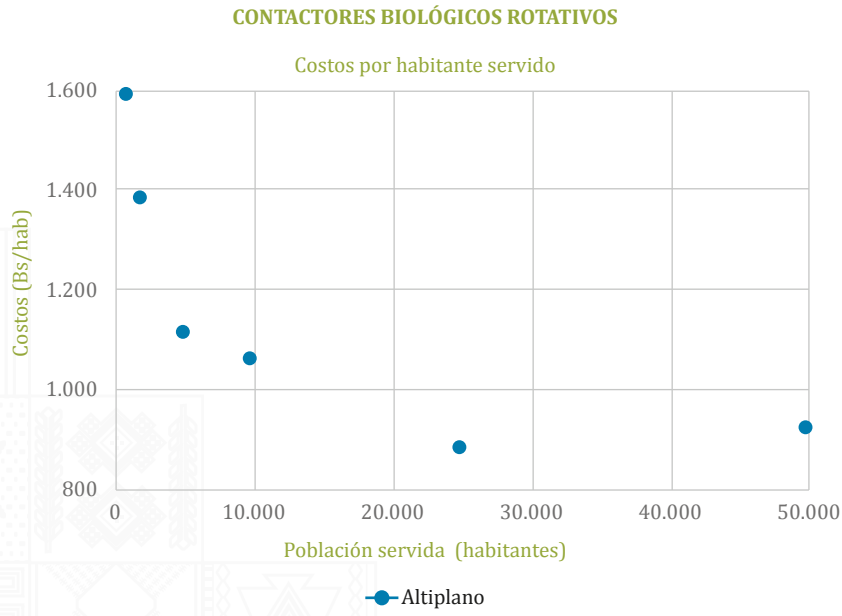


Figura 7.165. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

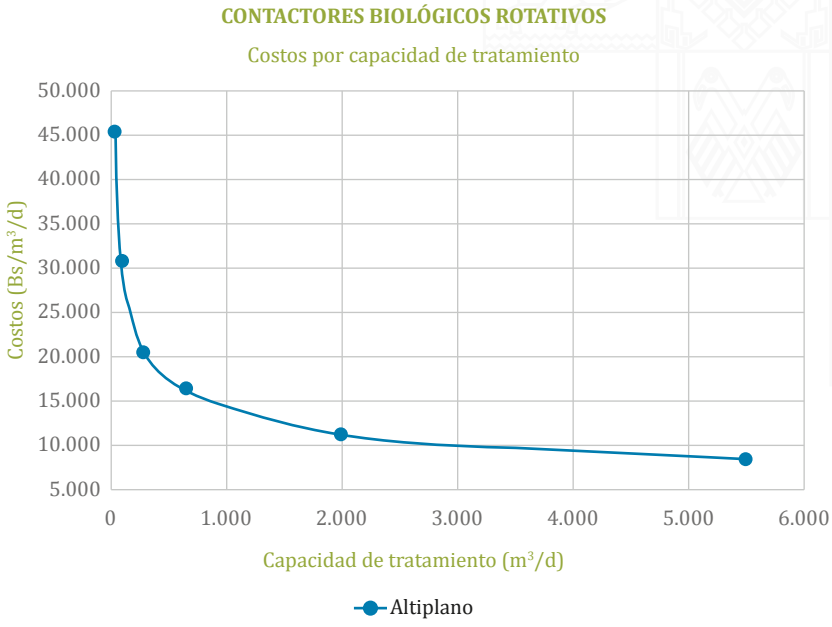
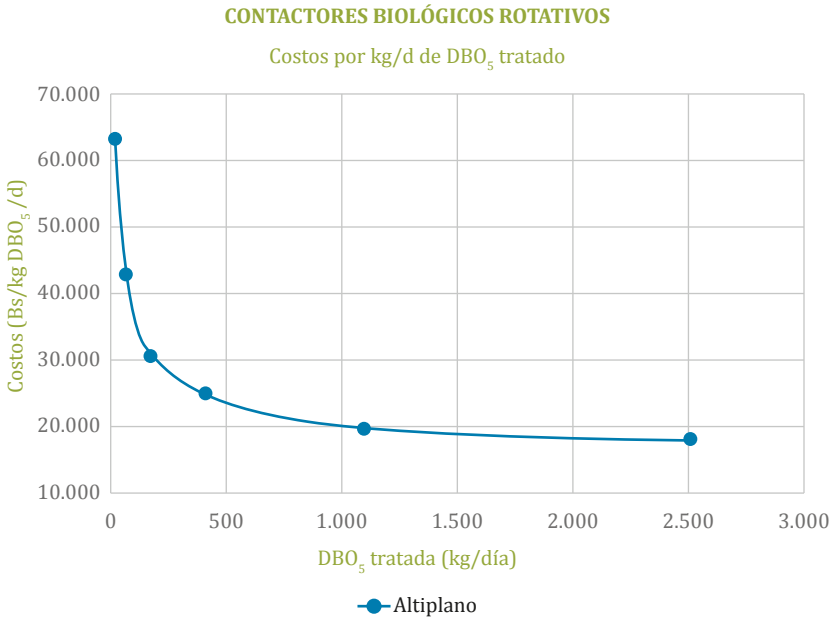


Figura 7.166. Costos de construcción por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



En las tres curvas se observa un comportamiento habitual, consecuencia de la economía de escala, disminuyendo los costos de construcción conforme aumentan los habitantes servidos, la capacidad de tratamiento y la DBO_5 tratada.

En el Capítulo 12 de la guía se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.164, se han desglosado en la Tabla 7.73 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, tratamiento primario, CBR, sedimentadores secundarios, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.73. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Pretratamiento	5	3	2	1	5	3
Tratamiento primario	26	28	24	19	6	5
CBR	25	33	42	51	60	64
Sedimentadores secundarios	12	10	8	6	7	6
Caseta de servicios	6	4	4	2	1	1
Caminos perimetrales	3	2	1	1	0,5	0,3
Cerramiento	1	1	0,5	0,3	0,2	0,1

Del estudio de esta tabla se desprende que:

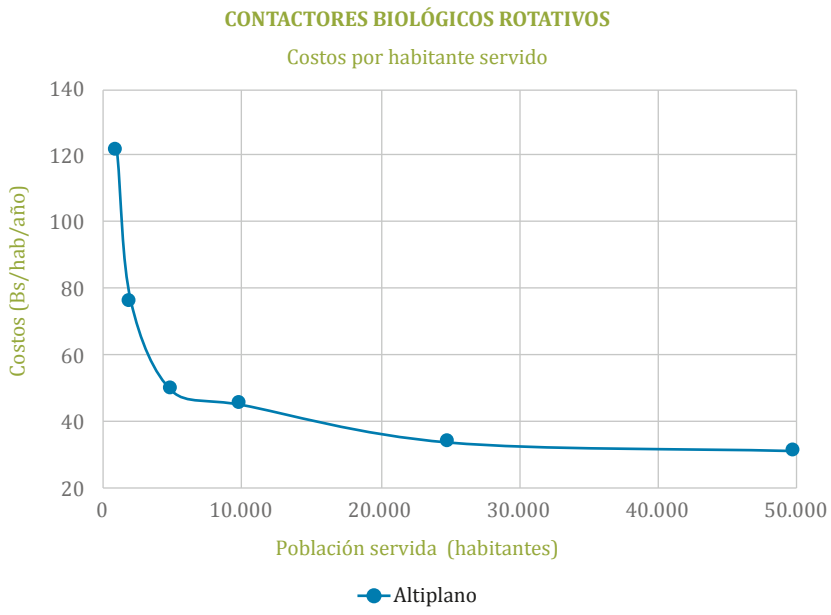
- Se produce un incremento de los porcentajes de costos del pretratamiento a partir de los 25.000 habitantes, que viene motivado por el empleo de pretratamientos de limpieza mecanizada por encima de los 20.000 habitantes.
- Los mayores porcentajes de costos se corresponden con los CBR, llegando a alcanzar el 64% del costo total de implantación de la línea de tratamiento.

- El porcentaje del costo de los CBR se incrementa con el tamaño de la población tratada, mientras que los porcentajes de costos del tratamiento primario y de los sedimentadores secundarios disminuyen al aumentar la población servida.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento, y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3., se han confeccionado la siguiente curva que representa para zona ecológica del Altiplano y para los tamaños de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año).

Figura 7.167. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.



En el Capítulo 12 de la guía se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.167, se han desglosado en la Tabla 7.74 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Tabla 7.74. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Personal (%)	59,0	47,0	32,6	31,3	22,2	13,2
Energía (%)	15,3	20,9	25,0	26,7	29,9	31,0
Mantenimiento y operación (%)	15,0	22,2	29,7	32,0	37,9	34,9
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,1	2,3	4,1	5,2	7,5	9,3
Control analítico (%)	9,6	7,7	8,7	4,8	2,5	2,6

Del estudio de esta tabla se concluye que a medida que crece la población servida disminuyen, generalmente, los porcentajes de costos correspondientes al personal y el control analítico, mientras, que por el contrario, se incrementan los costos relacionados con el consumo energético, el mantenimiento y operación y con el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

7.7.6.2 Características de la línea de tratamiento II

Dado que el apartado 7.6.6.2 se analizaron las características de los RAFA cuando anteceden a los Filtros Percoladores, que estas características también son validas para la combinación RAFA + Contactores Biológicos Rotativos y que las características de los CBR se han analizado en el apartado anterior, en este apartado tan sólo se pasa revista a los rendimientos, la producción y características de los lodos producidos y a las estimaciones de los requisitos de superficie y de costos de construcción y de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento II.

Rendimientos

Los rendimientos medios que se pueden obtener con la línea de tratamiento II se muestran en la tabla adjunta.

Tabla 7.75. Rendimientos de la línea de tratamiento II.

	RAFA	Rendimiento global
Sólidos en suspensión (%)	50 - 70	85 - 95
DBO_5 (%)	70 - 80	85 - 90
DQO (%)	60 - 70	80 - 85
N_T (%)	-	20 - 35[1]
P_T (%)	-	10 - 20
Coliformes fecales (u. log.)	-	1

[1]Cuando se diseña específicamente para eliminar nitrógeno, se alcanzan rendimientos de eliminación de N_T del orden del 60-65%.

Producción y características de los lodos generados

En esta línea de tratamiento los lodos se generan tanto en el tratamiento en los RAFA, como en los propios CBR.

Para la determinación de la cantidad de lodos generados en los RAFA, se parte de las cargas unitarias de DQO para las distintas zonas ecológicas y tamaños de población considerados (Tabla 5.3), y se toma un valor de producción de lodos de 0,15 kg de materia seca por cada kg de DQO alimentado al reactor.

A las cantidades generadas de lodos en los RAFA se ha sumado la que se extraen periódicamente de los sedimentadores secundarios, asumiendo: un porcentaje de eliminación de DBO_5 en los RAFA del 75%; una producción de lodos en los CBR de 0,75 kg m.s./kg de DBO_5 eliminado, un porcentaje de eliminación de DBO_5 en los CBR del 42% y que los lodos tienen un porcentaje de materia volátil del 65%, que se reduce un 40% en los RAFA, a los que se envían para su estabilización.

Con todo ello, se ha obtenido la Tabla 7.76, que presenta la generación de lodos en la línea II.

Tabla 7.76. Generación de lodos de la línea de tratamiento II.

Zona ecológica	Unidades	Habitantes					
		1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles y Llanos	g m.s./hab/d	10,3	12,3	12,9	13,8	17,6	19,7
	%	5	5	5	5	5	5
	L/hab/d	0,21	0,25	0,26	0,28	0,35	0,39

Al enviarse los lodos extraídos de los sedimentadores secundarios a los RAFA de cabecera, los lodos que periódicamente se extraigan de estas unidades de tratamiento se encontrarán estabilizados, siendo necesario tan sólo proceder a su secado.

Estimación de la superficie necesaria

De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Pretratamiento: por debajo de los 20.000 habitantes el desbaste es de limpieza manual y consta de dos rejas de desbaste de 3 y de 1 cm de paso respectivamente, dispuestas en serie, a las que sigue un desarenador estático. Por encima de esta población se implanta un pretratamiento mecanizado, que consta de: un desbaste dispuesto en doble canal, con rejas mecanizadas en uno de ellos de 3 y 0,6 cm, dispuestas en serie, y con una reja de limpieza manual en el canal de by-pass, de 3 cm de paso y un desarenador-desengrasador, con extracción mecanizada de las arenas.

- Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente se disponen enterrados en el suelo y presentan una altura útil de 4 m.

- En todos los casos, y por flexibilidad, se opera con dos líneas de tratamiento de RAFA en paralelo.

- Los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente se han dimensionado con TRH a caudal medio de 10 y 7 horas, en los Valles y Llanos, respectivamente.

- Se adopta un rendimiento de eliminación de DBO_5 en los RAFA del 75%.

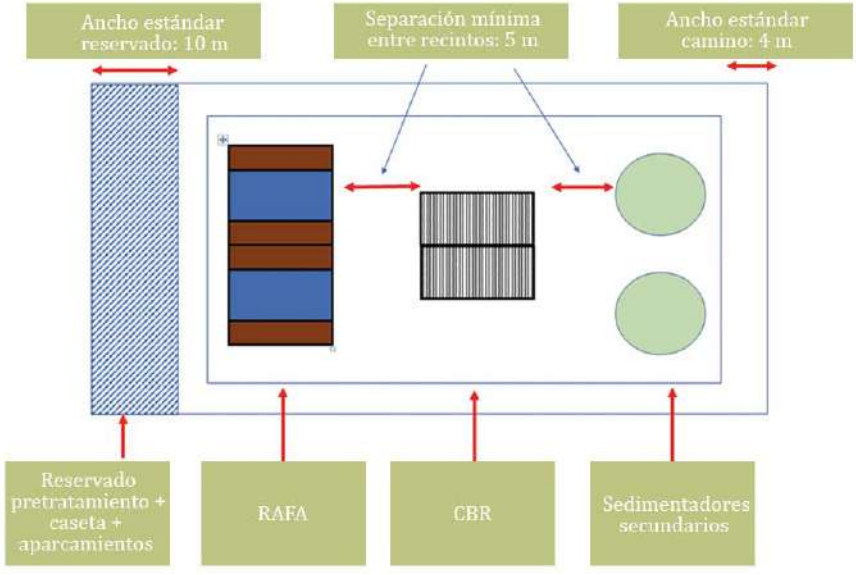
- La tipología de CBR seleccionada ha sido la de biodiscos, con una configuración de tres etapas en cascada, empleando una carga superficial de 10 g $DBO_5/m^2/d$ (Valles y Llanos), para la determinación de la superficie necesaria del material de soporte.

- Una vez determinada la superficie necesaria del material de soporte, el número y las dimensiones de los contactores y de los reactores, así

como la potencia necesaria para el accionamiento del rotor, se han determinado haciendo uso de catálogos de empresas fabricantes.

- Para la determinación del volumen de los rectores se ha adoptado un TRH de 1 hora a caudal máximo.
- Como sedimentadores secundarios se emplean sedimentadores dinámicos, equipados con rasquetas de fondo y de superficie.
- No se tienen en cuenta la superficie necesaria para el tratamiento de lodos en exceso, ni la desinfección de los efluentes, que se establece en los Capítulos 11 y 9, respectivamente, de la presente guía.
- La disposición de los diferentes elementos del proceso depurador sigue la configuración siguiente:

Figura 7.168. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para esta línea de tratamiento para las zonas ecológicas de los Valles y Llanos y para tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos se han estimado los requisitos de superficie para el emplazamiento de la línea de tratamiento II por habitante servido (m^2/hab) , capacidad de tratamiento (m^2/m^3/d) y carga tratada (m^2/kg DBO_5/d).

Figura 7.169. Requisitos de superficie por habitante servido.

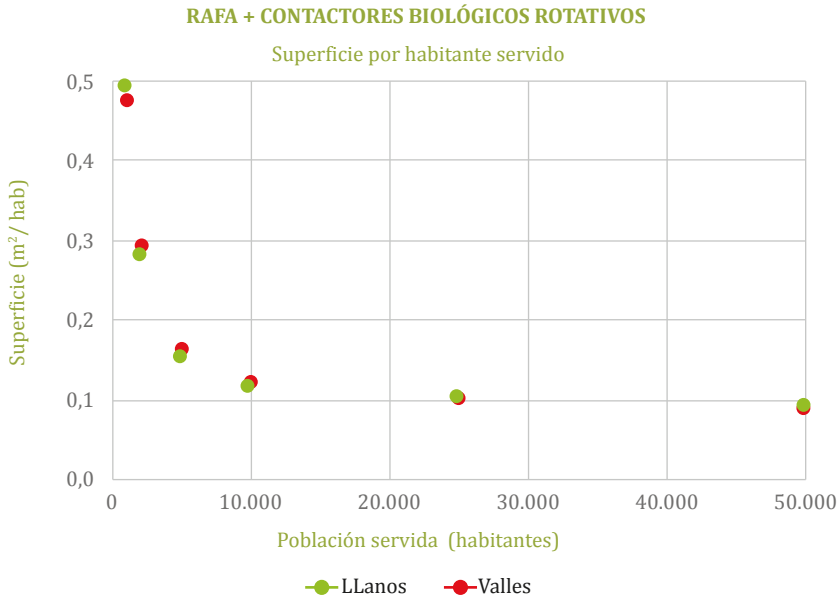


Figura 7.170. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

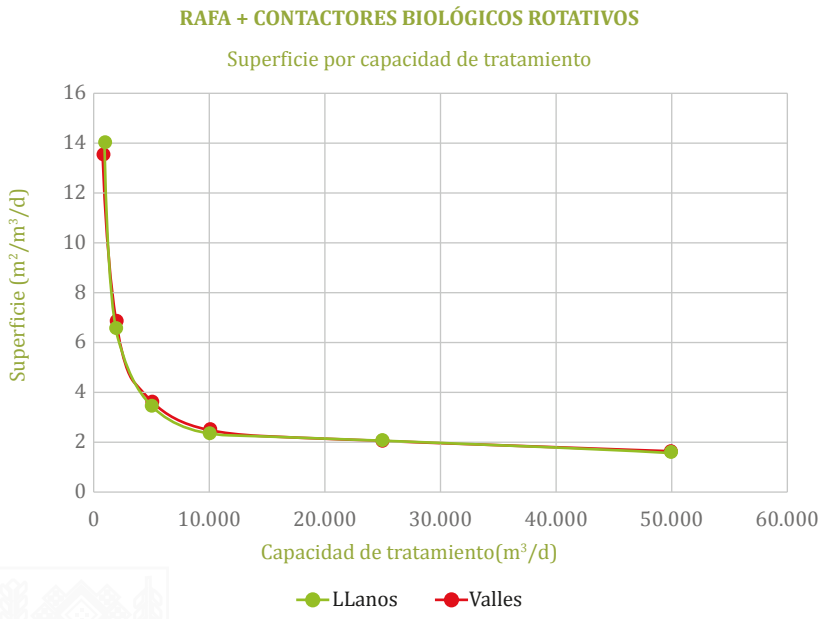
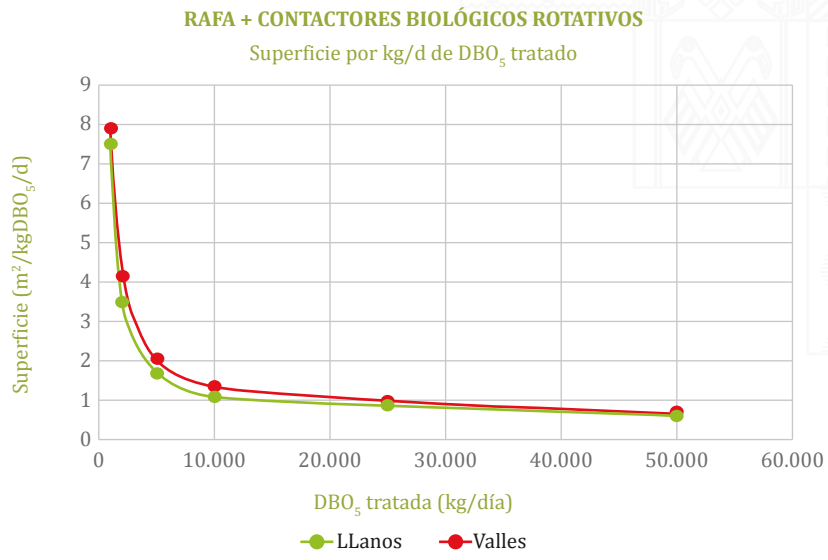


Figura 7.171. Requisitos de superficie por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



En los tres casos se observa una gran similitud en los requisitos de superficie para la construcción de esta línea de tratamiento en las dos zonas ecológicas, superponiéndose los puntos y las curvas.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.169 se han desglosado en la Tabla 7.77 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan las superficies del RAFA, los CBR y los sedimentadores secundarios.

Tabla 7.77. Porcentajes de superficie ocupada por los RAFA, los CBR y los sedimentadores secundarios, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento II.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por los RAFA/CBR/ sedimentadores secundarios					
Valles	1/2/1	3/2/2	5/3/4	8/4/6	11/5/10	16/5/13
Llanos	1/3/1	2/3/2	4/3/5	7/4/7	9/5/11	12/5/15

Al alcanzarse en los RAFA mayores rendimientos de eliminación de DBO_5 que en los Tanques Imhoff y los Sedimentadores Primarios, en esta línea de tratamiento decae notablemente el porcentaje ocupado de superficie por los CBR, llegando a ser superado, por encima de los 2.000 habitantes, por el porcentaje de superficie que ocupan los RAFA y los sedimentadores secundarios.

Estimación de los costos de construcción

A partir de los dimensionamiento básicos realizados y conforme a las bases de partida especificadas en el apartado 5.5.2.2, se han confeccionado las curvas siguientes que representan para las zonas ecológicas de los Valles y Llanos y para los rangos de población considerados, los costos de construcción de la línea de tratamiento II por habitante servido (Bs/hab), capacidad de tratamiento (Bs/m^3/d) y carga tratada (Bs/kg DBO_5/d).

Figura 7.172. Costos de construcción por habitante servido.

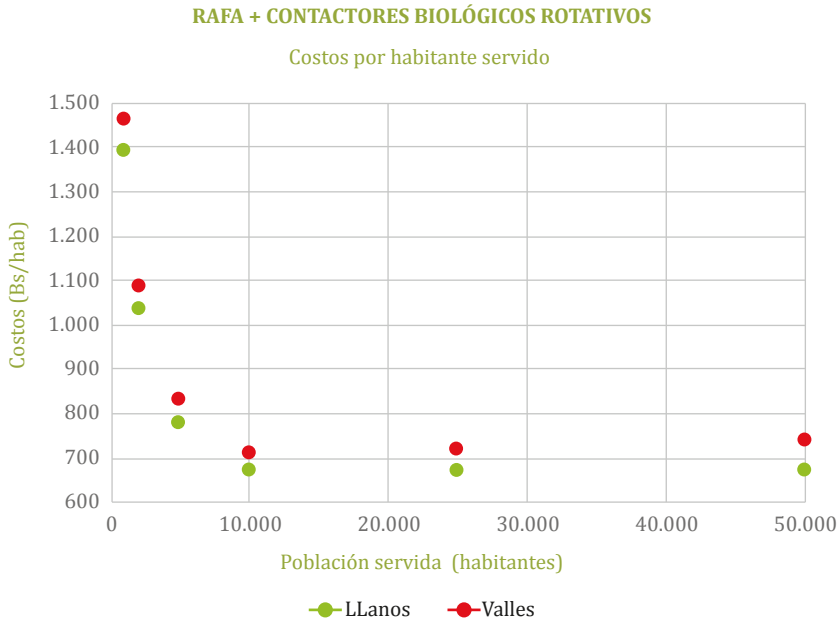


Figura 7.173. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

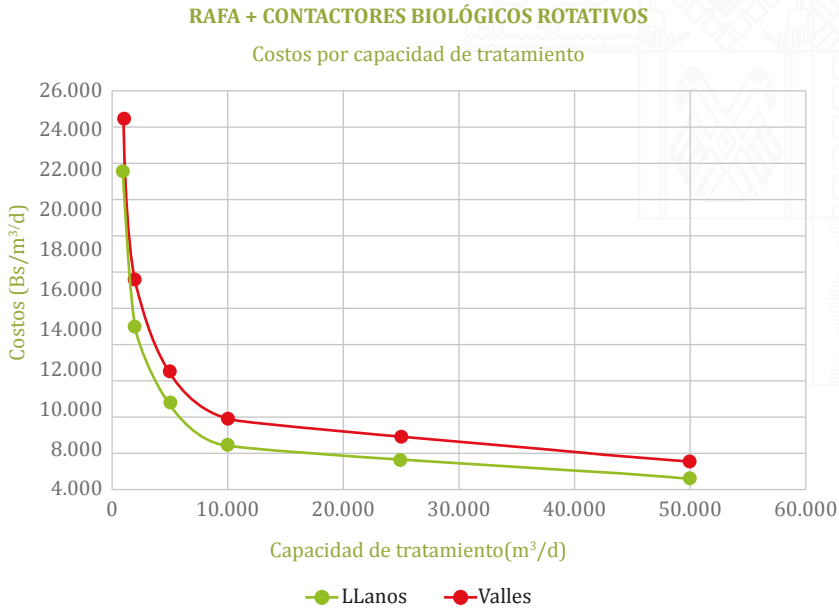
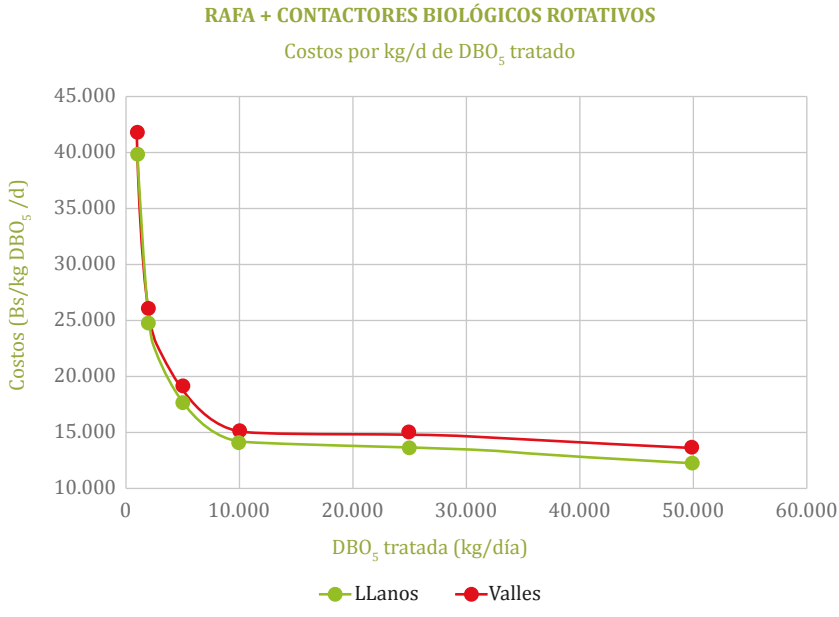


Figura 7.174. Costos de construcción por kg DBO_5 tratado de aguas residuales.



Para una mejor comprensión de la Figura 7.172, se han desglosado en la Tabla 7.78 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, RAFA, CBR, sedimentadores secundarios, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.78. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles						
Pretratamiento	6	4	2	1	6	4
RAFA	30	35	37	39	37	40
CBR	16	18	21	24	24	25
Sedimentadores secundarios	16	15	13	11	10	9
Caseta de servicios	7	5	5	3	2	1
Caminos perimetrales	4	3	2	1	1	0,4
Cerramiento	1	1	1	0,5	0,2	0,2
Llanos						
Pretratamiento	6	4	2	1	7	5
RAFA	26	32	33	36	33	36
CBR	18	19	23	25	26	28
Sedimentadores secundarios	17	16	14	13	12	10
Caseta de servicios	7	5	5	3	2	1
Caminos perimetrales	4	3	2	1	1	0,4
Cerramiento	2	1	1	0,5	0,3	0,2

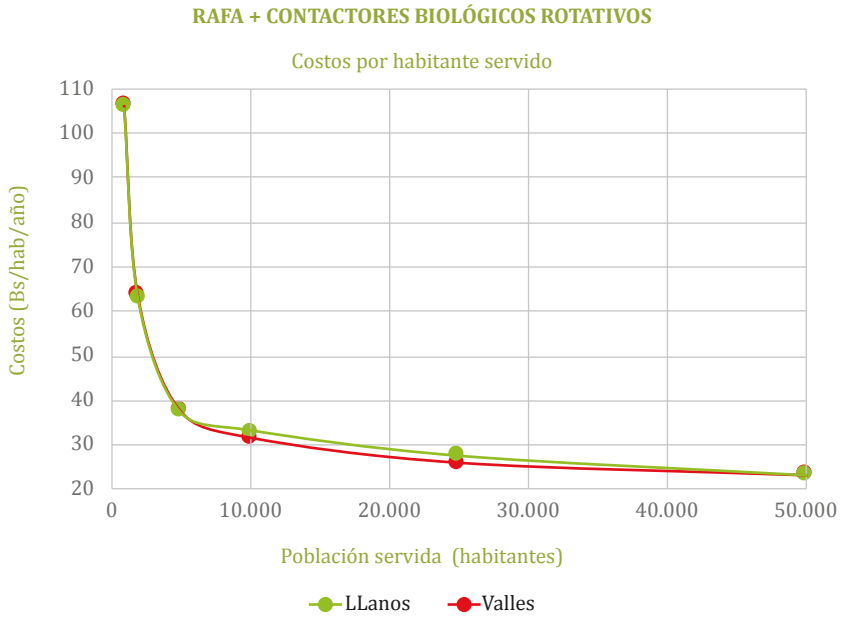
Se observa que:

- Se produce un incremento de los porcentajes de costos del pretratamiento a partir de los 25.000 habitantes, que viene motivado por el empleo de pretratamientos de limpieza mecanizada por encima de los 20.000 habitantes.
- Los mayores porcentajes de costos se corresponden con los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), seguido de los Filtros Percoladores y de los sedimentadores secundarios.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3, se han elaborado las siguientes curvas que representan, para las diferentes zonas ecológicas y rangos de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año).

Figura 7.175. Costos de operación y mantenimiento por habitante servido.



Se observa una gran similitud de los costos de operación y mantenimiento de esta línea de tratamiento para las dos zonas ecológicas consideradas, llegando a superponerse las curvas correspondientes.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.175, se han desglosado en la Tabla 7.79 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento II

Tabla 7.79. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento II.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Valles						
Personal (%)	67,2	56,5	42,2	44,2	28,7	17,6
Energía (%)	7,3	12,2	14,8	12,2	17,8	19,9
Mantenimiento y operación (%)	13,8	20,7	29,2	33,5	45,4	52,9
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,7	1,4	2,5	3,2	4,9	6,1
Control analítico (%)	11,0	9,2	11,3	6, 7	3,3	3,5
Llanos						
Personal (%)	67,4	56,7	42,4	42,1	26,9	17,5
Energía (%)	7,3	12,2	14,9	16,7	22,2	19,8
Mantenimiento y operación (%)	13,6	20,4	29,0	31,9	43,2	53,1
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,7	1,4	2,5	3,0	4,6	6,1
Control analítico (%)	11,0	9,3	11,3	6,4	3,1	3,5

Se comprueba que a medida que crece la población servida disminuyen, generalmente, los porcentajes de costos correspondientes al personal y al control analítico, mientras, que por el contrario, se incrementan los costos relacionados con la energía, el mantenimiento y operación y el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

7.7.7 Características constructivas

Se muestran a continuación las principales características constructivas de los Contactores Biológicos Rotativos. En los apartados 6.5.2.5, 6.5.3.5, 7.2.8 y 7.6.7.2 se recogen las de los Tanques Imhoff, Sedimentadores Primarios, y de los RAFA y sedimentadores secundarios, respectivamente.

El confinamiento

- Para las CBR más pequeños, hasta 50 m^3/d, el reactor puede construirse en materiales plásticos o metálicos, para poblaciones mayores lo habitual es recurrir al empleo de hormigón armado.

- Las dimensiones del reactor (largo, ancho y profundidad) deben ajustarse a la longitud del rotor y al diámetro del material de soporte, al objeto

dejar poco espacio libre entre ellos y las paredes del reactor, con el fin de poder mantener la biomasa presente en suspensión con tan sólo giro del material de soporte.

- Los bajos tiempos de retención en el reactor obligan a la utilización de sistemas de laminación de caudales cuando el caudal punta es superior 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.

- Sobre los contactores se dispone una cubierta, que se puede ejecutar en poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV), policarbonato, aluminio anodizado con revestimiento interior aislante, etc.

- La cubierta debe estar dotada de trampillas para la aireación del material de soporte y con algún elemento de acceso para la inspección de su interior.

Figura 7.176. Distintos tipos de cubiertas para Contactores Biológicos Rotativos.

- En algunos casos, para una mayor protección contra el frío, para mejorar el acceso a las distintas partes del equipo, o por razones estéticas, las unidades de contactores se alojan en el interior de edificios.

El rotor

- Tiene como misiones soportar el material soporte para la fijación microbiana y permitir su giro.
- Suele ser de acero inoxidable, sin anclajes ni soldaduras.
- La flexión del eje funcionando a plena carga, cuando el material de soporte está completamente colonizado, no debe ser mayor a 1/300 de su longitud (*UNE-EN 12255-7)*.
- La longitud de los ejes de los contactores limita estructuralmente su capacidad unitaria de tratamiento, que se sitúa alrededor de unos 500 m^3/día por unidad de contactor.
- En el caso de unidades prefabricadas, los ejes forman parte de los módulos ya montados y, por lo tanto, no deben ser ajustados en obra.
- Los cojinetes deben tolerar fallos de alineación de un máximo de 5 mm/m de longitud del eje.

El mecanismo de accionamiento

- Para el accionamiento del eje se recurre, normalmente, al empleo de un motorreductor.
- Los ejes se conectan a motorreductores mediante acoplamientos elásticos con dispositivos de goma, al objeto de compensar las irregularidades que ocasionalmente puedan producirse durante su funcionamiento.
- La velocidad típica de giro de los discos se establece del orden 1 a 2 rpm, siendo la velocidad periférica máxima permitida de 0,15-0,3 m/s. En ocasiones se implantan variadores de frecuencia para poder regular la velocidad de giro.

El material de soporte

- Los tipos de material de soporte se clasifican en función de su superficie por eje, disponiéndose de medios de baja densidad (o densidad estándar), de densidad media y de alta densidad. Los primeros presentan un mayor

espaciamiento entre láminas y se emplean en las primeras etapas de la línea de tratamiento. Los de media o alta densidad tienen superficie variable y se emplean en las etapas intermedias y finales del proceso de los contactores, etapas en las que el espesor de la biopelícula es menor.

- Cuando los CBR operen con cargas orgánicas superficiales ≥20 g DBO_5/m^2/d en una etapa, debe dimensionarse el material de soporte para una superficie específica teórica ≤100 m^2/m^3. Por debajo de ese nivel de carga orgánica superficial se recomienda una superficie específica teórica ≤150 m^2/m^3 *(ATV-DVWK-A 281E)*.

- En las unidades de CBR destinadas a desnitrificación, la superficie específica teórica del material de soporte se puede incrementar hasta un máximo de 200 m^2/m^3 *(ATV-DVWK-A 281E)*.

- En el caso de los Biodiscos, los discos se suelen fabricar en polietileno de alta densidad, o en polipropileno, con distintas configuraciones o corrugados. El hecho de que el medio sea corrugado aumenta la superficie disponible y favorece su estabilidad estructural. Este corrugado, cuando el proceso se diseña para que tenga lugar la desnitrificación, suele ser todavía más pronunciado con el objetivo de conseguir que las gotas de agua tengan un tiempo de contacto con el aire mayor.

- Los diámetros de los discos se encuentran en el rango de 1 a 5 m *(UNE-EN 12225-7)*, quedando los discos separados mediante el empleo de espaciadores.

- Para cualquier medio soporte, en los CBR destinados a la eliminación de la materia carbonada, la separación entre los discos nunca debe ser inferior a 15 mm, para evitar que el desarrollo de la biopelícula ciegue esta separación. En CBR que operen con cargas orgánicas superficiales ≥20 g DBO_5/m^2/d la separación mínima entre discos que se recomienda es ≥18 mm *(ATV-DVWK-A 281E)*.

- En el caso de los CBR destinados a la nitrificación la distancia entre discos puede reducirse a 10 mm *(ATV-DVWK-A 281E)*.

- Los discos se disponen semisumergidos en el reactor, aproximadamente en un 40% de su superficie, viniendo determinado el número de discos por etapa por la superficie teórica requerida y por su superficie unitaria.

Los elementos de entrada y salida

- Las aguas a tratar, antes de su ingreso en los Contactores Biológicos Rotativos, deben someterse a un pretratamiento y a un tratamiento primario, al objeto de eliminar la mayor parte de las partículas en suspensión.

- Tras el pretratamiento, se dispondrá un elemento para la medición de los caudales de alimentación al CBR.

- La entrada y salida de los CBR deben estar dispuestas en los extremos opuestos del confinamiento, de manera que se favorezca la circulación de las aguas a través del material de soporte cuando este se encuentra sumergido (Figura 7.177).

Figura 7.177. Entrada y salida en un Contactor Biológico Rotativo.

7.7.8 Operación y mantenimiento

- Las labores de operación y mantenimiento de las etapas de pretratamiento, Tanques Imhoff y Sedimentadores Primarios ya se han detallado en los apartados 6.3.5, 6.5.2.6 y 6.5.3.6 y las de los RAFA y los sedimentadores secundarios en los apartados 7.2.9 y 7.6.8, respectivamente.

- En lo referente a las labores de operación y mantenimiento de los propios Contactores Biológicos Rotativos, diariamente se comprobará:

- El correcto giro del rotor: para el buen funcionamiento de estas unidades de tratamiento es preciso que el rotor se encuentre en continuo giro, pues en caso de parada, la biomasa adherida al material de soporte que quede fuera del agua se deteriorará rápidamente, con el consiguiente descenso en el rendimiento depurador, que se prolongará hasta que de nuevo vuelva a colonizarse la zona dañada.

- El aspecto de la biopelícula adherida al medio soporte: su observación permite determinar, de forma aproximada, si el sistema opera correctamente. Una coloración marrón tierra en los primeros discos, con una biomasa de color oscuro, que cambia en los últimos discos a rojo oscuro (al darse fenómenos de nitrificación), es síntoma de un buen funcionamiento de los CBR.

- La presencia de manchas de coloración blanquecina en la biopelícula, la falta de homogeneidad en su distribución, así como su desprendimiento masivo son, entre otros, algunos de los indicadores de problemas operativos en el sistema.

- Mensualmente se procederá a determinar la velocidad de giro del rotor para comprobar que coincide con la estipulada en proyecto y a la verificación de la alineación del eje del rotor, según las indicaciones del fabricante.

- La película de biomasa que se forma sobre el material de soporte es vital para el funcionamiento del sistema, por lo que jamás debe procederse a su limpieza.

- Regularmente se procederá al engrase de los equipos mecánicos (limpieza mecanizada de las rejas de desbaste, sistema de accionamiento del giro de rotor, sistema de accionamiento de las rasquetas de los sedimentadores), empleando para ello el lubricante apropiado, y a la limpieza y sustitución de los accesorios que se especifiquen. La frecuencia de estas operaciones se realizará de acuerdo a lo indicado en el manual del fabricante.

7.7.9 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Contactores Biológicos Rotativos, cabe destacar las siguientes:

- Muy bajos requisitos de superficie para su construcción, en contraposición a las tecnologías extensivas.
- Menores requisitos de superficie que otras tecnologías intensivas (Aireaciones Extendidas y Filtros Percoladores).
- Costos de operación y mantenimiento inferiores a las Aireaciones Extendidas, especialmente por su menor consumo energético.
- Labores de operación y mantenimiento más simples en comparación con la Aireación Extendida (no se precisa la recirculación de lodos al reactor, ni se precisa el control del nivel de oxígeno disuelto, ni de la concentración de biomasa en el reactor).
- Buen comportamiento frente a choques tóxicos y aguas residuales diluidas en el caso de la línea I.
- Facilidad de construcción gradual. Al tratarse de un proceso de construcción modular se puede efectuar la ampliación gradual del mismo, en función de las necesidades de depuración.
- Al operar en recintos cerrados se mantienen temperaturas de operación más elevadas, por lo que los rendimientos de depuración se resienten menos en los períodos fríos.
- Muy bajo nivel de ruidos, que se amortiguan en el recinto que alberga a los contactores.
- Escaso impacto visual.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Necesidad de acudir a empresas especializadas a la hora de su diseño y construcción.

- Costos de construcción elevados debido el costo de los equipos, principalmente de los propios rotores.
- Instalación mecánica relativamente compleja y cierta dependencia de la empresa fabricante por ser sistemas patentados.
- En comparación con los sistemas extensivos precisa de un mayor número de equipos electromecánicos, que consumen energía eléctrica y que requieren un mantenimiento más complejo y costoso.
- Las averías mecánicas de los rotores son costosas de reparar, al requerir la disposición de una grúa, gatos de izado, etc.
- Generación de lodos sin estabilizar cuando se emplean sedimentadores primarios
- Deficiente comportamiento ante aguas residuales cargadas en el caso de la línea I.
- Es menos flexible que los procesos de Aireación Extendida y Filtros Percoladores, por lo que se adapta peor que estos ante variaciones respecto a las condiciones de diseño.
- En las líneas que cuentan con Tanque Imhoff y RAFA como tratamientos primario, si no se quema el biogás producido, lo que es frecuente en pequeñas poblaciones, se emite metano a la atmósfera, que es un gas con un fuerte efecto invernadero. Igualmente, se pueden generar malos olores por los compuestos odoríferos que forman parte del biogás generado.

Referencias bibliográficas

ATV-DWK-A 281E (2001). Dimensioning of Trickling Filters and Rotating Biological Contactor. German ATV-DVWK Rules and standards.

Fullgas. http://www.fullgas.es/areas_negocio/medioambiente/biodiscos_fullgas_kee

Elenter D., Milferstedt K., Zhang W., Hausner M., Morgenroth E. (2007). Influence of detachment on substrate removal and microbial ecology in a heterotrophic/autotrophic biofilm. Water Research, Volume 41, Issue 20.

MARM (2010). Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. ISBN: 978-84-491-1071-9.

MARN (2016). 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.

Metcalf&Eddy (1998). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. ISBN: 84-481-1607-0.

Ortega, E. (2018). Tratamientos biológicos de fangos activados. Aspectos generales y procesos convencionales. XXXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, noviembre 2018.

Scholz, M. (2006). Rotating Biological Contactors. Wetland Systems to Control Urban Runoff. Elsevier B.V.

UNE-EN 12225-7 (2003). Plantas depuradoras de aguas residuales. Parte 7: Reactores de medio biológico fijo.

UNFAMED. http://www.unfamed.com/tratamiento-de-aguas/biodiscos/

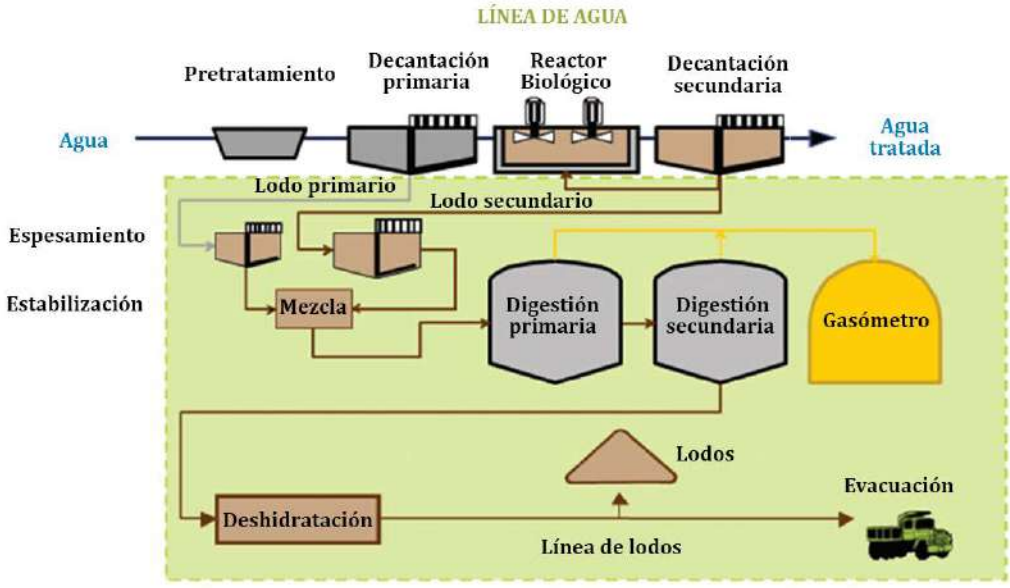
7.8 Aireación Extendida

7.8.1 Fundamentos

La Aireación Extendida es una tecnología de depuración vía aerobia de las aguas residuales, que se encuadra dentro de los procesos de Lodos Activados.

En los procesos de Lodos Activados (Figura 7.178) las aguas residuales a tratar se someten a un pretratamiento y a un tratamiento primario (decantación primaria), como pasos previos antes de su ingreso en un reactor biológico, en el que se mantiene en suspensión un cultivo bacteriano (licor mezcla), en el que los microorganismos, responsables de los procesos de depuración de las aguas, se agrupan en flóculos.

Figura 7.178. El proceso de Lodos Activados para el tratamiento de las aguas residuales.



Mediante un sistema de aireación se logra un ambiente aerobio en el interior del reactor biológico, a la vez que se mantiene en suspensión el cultivo bacteriano.

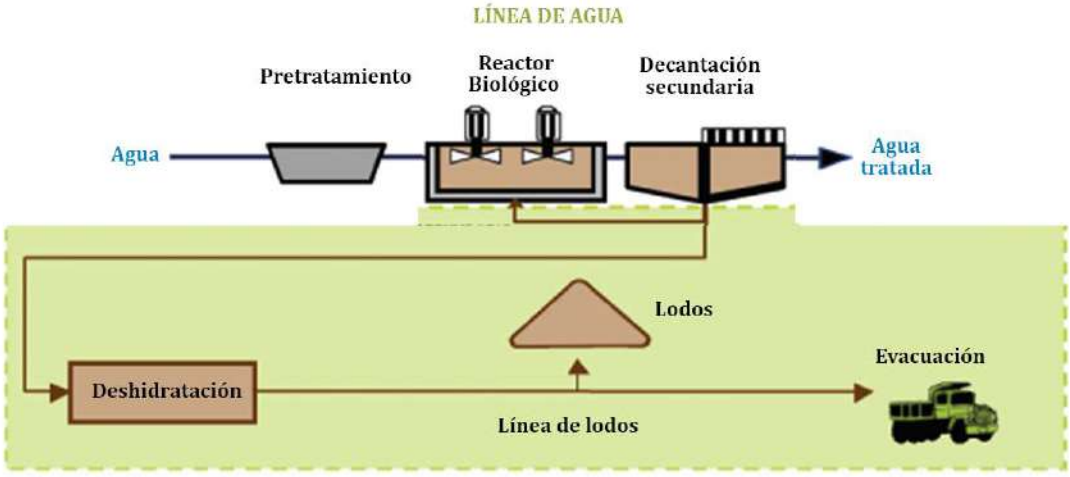
Los efluentes del reactor biológico pasan a una etapa de sedimentación secundaria en la que, por acción de la gravedad, se separa el agua tratada, que abandona el sedimentador por su parte superior, de los lodos que se van acumulando en el fondo. Estos lodos están constituidos básicamente por la biomasa bacteriana que ha ido creciendo, empleando como sustrato los componentes biodegradables presentes en las aguas residuales sometidas a tratamiento.

Parte de los lodos sedimentados se recirculan al reactor biológico, para mantener en él una determinada concentración de microorganismos, y el resto se extrae periódicamente del sedimentador secundario como lodos en exceso.

Los lodos generados en los sedimentadores primario y secundario se encuentran sin estabilizar, por lo que tras una etapa de espesamiento, se someten a digestión, habitualmente en rango de temperatura mesofílico, para alcanzar su estabilización vía anaerobia. Finalmente, los lodos ya estabilizados pasan a una etapa final de deshidratación, como paso final antes de su evacuación.

En el caso de la Aireación Extendida (Figura 7.179), que es la modalidad de Lodos Activos que se considera en este capítulo, las aguas residuales a tratar, tras la etapa de pretratamiento ingresan directamente en el reactor biológico, sin pasar por tratamientos primarios, con lo que se evita la generación de lodos primarios sin estabilizar.

Figura 7.179. El proceso de Aireación Extendida para el tratamiento de las aguas residuales.



Los efluentes del reactor biológico ingresan en una etapa de sedimentación, para separar las aguas tratadas de los lodos generados. Parte de estos lodos retornan al reactor biológico y el resto se extrae periódicamente.

Dado que la Aireación Extendida opera sin tratamiento primario y que los lodos en exceso que se generan se encuentran estabilizados, como consecuencia de permanecer en el reactor biológico tiempos mucho más prolongados/extendi-

dos que para el resto de modalidades de Lodos Activados, tan sólo es preciso proceder a su deshidratación antes de su evacuación de la PTAR.

En resumen, puede decirse que en la Aireación Extendida se simplifica enormemente la Línea de Lodos, en comparación con la complejidad de esta línea en otros procesos de Lodos Activados.

El proceso de depuración mediante Aireación Extendida consta de cuatro operaciones diferenciadas:

- Oxidación biológica de la materia biodegradable en el reactor biológico, con el concurso del oxígeno aportado por la aireación.
- Separación del agua tratada de los lodos en el sedimentador secundario.
- Recirculación de lodos desde el sedimentador secundario al reactor biológico.
- Extracción de los lodos en exceso.

Figura 7.180. PTAR de Aireación Extendida (Cambados y Vilanova de Arousa, Pontevedra, España).

Para la aireación del contenido del reactor biológico se suele recurrir a:

- Aireación mecánica: se emplean equipos rotatorios, dispuestos en la superficie del reactor biológico, para mezclar su contenido e introducir el oxígeno en el líquido, dispersando gotas finas en el aire, de manera que el oxígeno pueda ser absorbido.

- Aireación por difusión: el aire se introduce en el reactor mediante difusores sumergidos, u otros sistemas (tubos perforados, eyectores, etc.), con la ayuda de una soplante o compresor.

Figura 7.181. Aireación mecánica y mediante difusores.

7.8.2 Rendimientos

La Tabla 7.80 muestra los rendimientos que se alcanzan cuando se recurre al proceso de Aireación Extendida para el tratamiento de las aguas residuales urbanas.

Tabla 7.80. Rendimientos de depuración de la Aireación Extendida.

	Rendimiento (%)
Sólidos en suspensión (%)	85 - 95
DBO_5 (%)	85 - 95
DQO (%)	80 - 90
N_T (%)	30 - 40[1]
P_T (%)	20 - 30
Coliformes fecales (u. log.)	1

1Cuando se opera en régimen de nitrificación-desnitrificación, se alcanzan rendimientos de eliminación de N_T del orden del 80-85%.

7.8.3 Producción de lodos

En Aireación Extendida se generan lodos en exceso a razón de 0,8-1,0 kg m.s./kg de DBO_5 eliminado, en función de la edad del lodo con la que se opere y de la relación sólidos en suspensión/DBO_5 que presenten las aguas residuales a tratar *(MARM, 2010)*.

7.8.4 Consumo de energía eléctrica

Generalmente, el consumo de energía eléctrica en los procesos de Aireación Extendida es del orden de 2,0-2,5 kWh/kg DBO_5 eliminado *(MARM, 2010)*. No obstante, este consumo se incrementa notablemente conforme aumenta la altitud a la que se ubica la planta de tratamiento.

7.8.5 Dimensionamiento

7.8.5.1 Eliminación de la materia carbonada y de las formas nitrogenadas

Dada la elevada edad del lodo con la que opera la Aireación Extendida, en los reactores biológicos se dan, de forma habitual, procesos de nitrificación, lo que puede derivar en fenómenos de desnitrificación incontrolada en los sedimentadores secundarios, produciéndose burbujeo y arrastre de lodos en los efluentes depurados, con la consiguiente disminución de los rendimientos. Por ello, y por la reducción del consumo de oxígeno que supone la desnitrificación, se aconseja que se diseñen los reactores biológicos para la eliminación conjunta de la materia carbonada y nitrogenada y, es por esto, por lo que se recogen en este apartado los parámetros de diseño y el proceso de dimensionamiento para el logro conjunto de ambos objetivos.

Para la eliminación conjunta de la materia carbonada y nitrogenada se dispone, delante del reactor biológico, una cámara que opera en condiciones anóxicas, en la que tiene lugar la desnitrificación de la corriente recirculada (ver Capítulo 8). Con esta disposición, los procesos de desnitrificación permiten un cierto ahorro energético, al emplearse los nitratos como aceptores de electrones, en lugar de emplear el oxígeno para este cometido. Además, al llegar a la cámara anóxica las aguas residuales a tratar, se asegura la presencia del carbono asimilable, que se requiere en los procesos de desnitrificación.

Para el dimensionamiento de las Aireaciones Extendidas, donde como se ha comentado tiene lugar la eliminación conjunta de la materia carbonada y del nitrógeno, es necesario el análisis de los siguientes aspectos:

- Edad del lodo
- Producción de lodos en exceso
- Volumen efectivo del reactor biológico
- Tiempo de retención hidráulica (TRH)
- Carga másica
- Configuración del reactor biológico
- Altura útil del reactor biológico
- Relación largo/ancho del reactor biológico
- Volumen de la zona anóxica
- Recirculación externa
- Recirculación interna
- Aireación
  - Demanda de oxígeno
  - Selección de los equipos de aireación
  - Potencia de los equipos de aireación

La *edad del lodo* (o *SRT*, siglas anglosajonas para *tiempo de retención de sólidos*), define la relación existente entre la cantidad de microorganismos presentes en el reactor biológico (expresada como kg SST) y la cantidad de los mismos que se extraen del reactor biológico diariamente, determinándose mediante la expresión:

$$\theta = \frac{V \cdot X}{PE}$$

Donde:

θ: edad del lodo (d)
V: volumen del reactor (m^3)
X: concentración de biomasa en el reactor biológico (Sólidos en Suspensión en el Licor Mezcla-SSLM) (kg/m^3). Presenta valores típicos de 2,5-4 kg/m^3, con un valor máximo de 5 kg/m^3 (von Sperling y Chernicharo, 2005).
PE: producción de lodos en exceso (kg SST/d)

De acuerdo con la Norma ATV-A 131 E, para el diseño de los reactores biológicos que operan bajo la modalidad de Aireación Extendida y en los que se persigue, de forma conjunta, la estabilización de los lodos en exceso y la eliminación de nitrógeno (nitrificación/desnitrificación), la edad del lodo debe ser ≥25 días. Esta norma está redactada para temperaturas del agua en el rango de 10-12 ºC, por lo que en el caso de que la temperatura de operación sea superior, la edad del lodo se determina mediante la siguiente expresión:

$$\theta \geq 25 \cdot 1{,}072^{(12-T)}$$

Siendo T la temperatura de operación (ºC).

Teniendo en cuenta las temperaturas de operación (temperaturas medias de las aguas a tratar en el mes más frío) de las diferentes zonas ecológicas bolivianas (Tabla 5.6) y de acuerdo con la anterior expresión, las correspondientes edades del lodo se muestran en la Tabla 7.81.

Tabla 7.81. Edades del lodo para las distintas zonas ecológicas, para procesos de Aireación Extendida.

Zona ecológica	Temperatura de operación (°C)	Edad del lodo (d)
Altiplano	9	31
Valles	17	18
Llanos	25	10

Para la determinación de la *producción de lodos en exceso*, se calcula inicialmente la producción específica de lodos (P_{el}, kg m.s./kg DBO_5 eliminada), haciendo uso de la Tabla 7.82, que relaciona esta producción con la relación entre los sólidos en suspensión totales (SST) y la DBO_5, que presentan las aguas residuales a tratar.

Tabla 7.82. Determinación de la producción específica de lodos.

SST/DBO_5	Producción específica de lodos (kg m.s./kg DBO_5 eliminada)
0,4	0,53
0,6	0,65
0,8	0,77
1,0	0,89
1,2	1,01

Dado que de acuerdo con la Tabla 5.4, en el caso de Bolivia la relación SST/DBO_5 de las aguas residuales generadas en las diferentes zonas ecológicas presenta un valor de 1, la producción específica de lodos para estas zonas es de 0,89 kg m.s./kg DBO_5 eliminada.

Teniendo en cuenta la carga de DBO_5 que llega al reactor biológico (kg DBO_5/d) y el rendimiento que se alcanza en su eliminación, se determina la cantidad de DBO_5 que se elimina al día y, a partir de esta cantidad y de la producción específica de lodos (determinada haciendo uso de la Tabla 7.82), se calcula la producción de lodos en exceso (PE) (kg m.s./d).

Fijada la edad del lodo y la concentración de SSLM con las que operará el reactor biológico, una vez calculada la producción de lodos exceso, puede determinarse el *volumen efectivo del reactor* haciendo uso de la expresión:

$$V = \frac{\theta \cdot PE}{X}$$

Para analizar la influencia de la edad del lodo sobre el volumen necesario del reactor biológico, se ha confeccionado la Tabla 7.83, en la que se recogen estos volúmenes por kg de DBO_5 para diferentes edades del lodo, asumiendo una concentración de biomasa en el reactor (SSLM) de 4 g/l.

Tabla 7.83 Estimación de los volúmenes de los reactores biológicos (m^3/kg DBO_5) para diferentes edades de lodos.

	Temperatura (°C)	25	22	19	16	13	10	7
	Edad del lodo (d)	10	12	15	19	23	29	35
SST/DBO_5	0,9	2,09	2,57	3,17	3,90	4,81	5,92	7,30
	1	2,24	2,76	3,40	4,19	5,16	6,36	7,83
	1,1	2,39	2,95	3,63	4,47	5,51	6,79	8,36

Se observa, que al incrementarse la edad de lodos con las que operan los reactores biológicos, sus volúmenes por kg de DBO_5 se incrementan unas 3,5 veces al pasar de edades del lodo de 10 a 35 días.

El *tiempo de retención hidráulica (TRH)* con el que opera el reactor biológico se determina haciendo uso de la expresión:

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

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica del reactor biológico (h)
V: volumen del reactor biológico (m^3)
Q: caudal de aguas a tratar (m^3/h)
En Aireación Extendida se aconsejan valores de TRH de 18-36 h *(Metcalf&Eddy, 1998).*

La *carga másica* se define como la relación entre la alimentación al reactor (kg DBO_5/d) y la cantidad de microorganismos presentes en el mismo, y viene dada por la expresión:

$$C_m = \frac{Q \cdot C_a}{V \cdot X}$$

Donde:

C_m: carga másica (kg DBO_5/kg SSLM/d)
C_a: concentración de DBO_5 de las aguas afluentes (kg DBO_5/ m^3)

En Aireación Extendida se aconsejan valores de carga másica de 0,05-0,15 kg DBO_5/kg SSLM/d) *(Metcalf&Eddy, 1998)*.

En lo referente a la *configuración del reactor biológico*, básicamente son dos los sistemas que se emplean en Aireación Extendida, el convencional y los canales de oxidación.

El sistema convencional es el más utilizado y se caracteriza por disponer de un reactor biológico, de forma generalmente cuadrada o rectangular, con alimentación continua y con una etapa de sedimentación separada del propio reactor (Figura 7.182).

Figura 7.182. Sistema convencional de Aireación Extendida

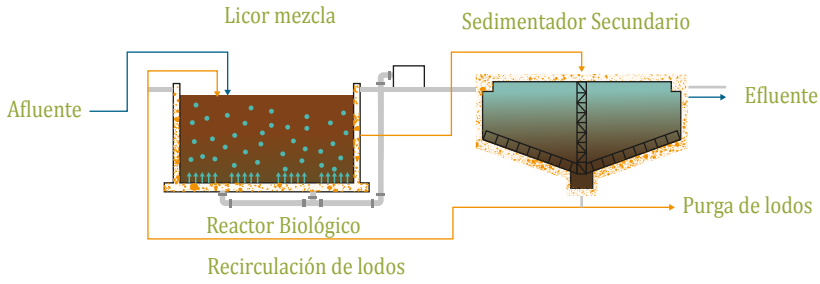
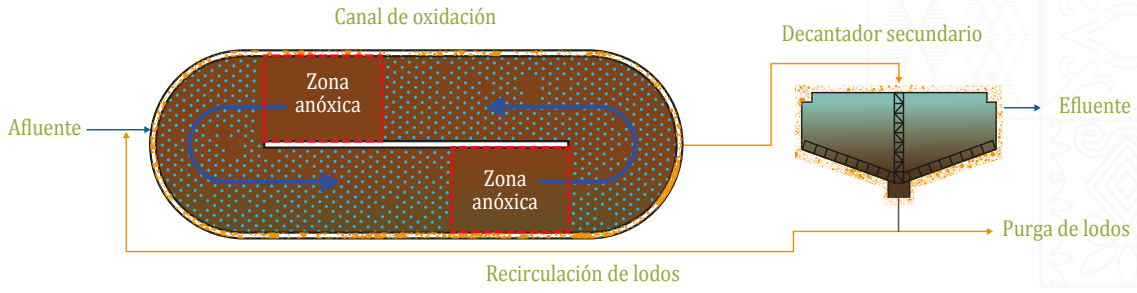


Figura 7.183. Sistema convencional de Aireación Extendida en la PTAR de Alcanadre (La Rioja, España).

Los canales de oxidación se diferencian fundamentalmente del sistema convencional por la geometría del reactor biológico, que consiste en un canal oval o circular, de sección cuadrada o trapezoidal, equipado con dispositivos de aireación e impulsión del licor mezcla, seguido de un sedimentador secundario (Figura 7.184).

Tabla 7.184. Esquema de un Canal de oxidación.



El licor mezcla circula por el canal a una velocidad constante (con valores típicos entre 0,25-0,35 m/s), impulsado por aireadores mecánicos superficiales, generalmente rotores horizontales, o por aceleradores de corriente, en caso de que la aireación se efectúe mediante difusores.

La disposición geométrica de los canales provoca una recirculación constante del licor mezcla, con una tasa respecto al caudal de alimentación (agua residual a tratar) de 60-120 veces, lo que provoca una gran dilución del afluente y un funcionamiento cercano a un régimen de mezcla completa *(MARM, 2016)*.

En los canales de oxidación no es necesaria la recirculación interna, pues la desnitrificación se consigue alternando zonas óxicas con zonas anóxicas a lo largo del canal y regulando el oxígeno disuelto para favorecer la desnitrificación simultánea.

Los canales de oxidación pueden considerarse como una variante de los reactores convencionales de Aireación Extendida, siendo similares sus parámetros y métodos de diseño.

Figura 7.185. Canal de oxidación en la PTAR de Viacha (Bolivia) en construcción.

Otra modalidad de la Aireación Extendida, aunque menos empleada, la constituyen los reactores discontinuos secuenciales (SBR), que se describen en el Capítulo 8.

Desde la perspectiva del control de la desnitrificación, de las tres modalidades descritas, las más adecuadas serían el SBR y el sistema convencional y la menos los canales de oxidación.

La *altura útil de los reactores biológicos* viene condicionada por el sistema de aireación que se emplee. Así, cuando se recurre a difusores, esta altura oscila entre 3-9 m, mientras que el caso de los aireadores mecánicos la altura útil es de 3-5 m *(Ortega, 2018)*.

La *relación largo/ancho*, en el caso de los reactores rectangulares, es ≤3 *(MARN, 2016)*.

El *volumen de la zona anóxica* (para los procesos de desnitrificación) se determina haciendo uso de la Tabla 7.84, que permite determinar este volumen (V_D) en función del volumen total del reactor biológico (V) y de las concentraciones de nitrógeno, en forma nítrica, a desnitrificar y de la DBO_5 de las aguas residuales a tratar.

Tabla 7.84. Relación entre el volumen de la zona de desnitrificación y el volumen total del reactor biológico.

Relación V_D/V	$N\text{-}NO_{3D}$ / DBO_5
0,2	0,11
0,3	0,12
0,4	0,14
0,5	0,15

Donde:

V_D: volumen de la zona de desnitrificación (m^3)
V: volumen total del reactor biológico (m^3)
$N\text{-}NO_{3D}$: concentración de nitrógeno, en forma de nitratos, a desnitrificar (mg $N\text{-}NO_3$/L)
DBO_5: concentración de DBO_5 en el agua residual (mg O_2/L)

Como se observa en la tabla anterior, el volumen de la zona anóxica varía entre el 20 y el 50% del volumen total de reactor biológico, para un rango de temperatura de 10 a 12 ºC *(ATV-A 131 E)*. Este porcentaje depende de la relación existente entre los nitratos a desnitrificar y la DBO_5 de entrada al reactor, de forma que cuanto mayor sea esta relación mayor será el porcentaje de anoxia necesario. En caso de no disponer de información sobre esta relación, se recomienda un volumen mínimo de un 30% de anoxia en el reactor.

La finalidad de la *recirculación externa de lodos* (desde el sedimentador secundario al reactor biológico), se orienta fundamentalmente a mantener una concentración determinada de biomasa en el reactor, para que pueda alcanzarse el grado de depuración necesario.

La relación entre el caudal de recirculación (Q_r) y el caudal de alimentación al reactor (Q) se determina a partir del siguiente balance de masas:

$$(Q_r + Q) \cdot X = Q_r \cdot X_r$$

Donde:

Q_r: caudal de lodos recirculados (m^3/h)
Q: caudal de alimentación al reactor (m^3/h)
X: concentración de biomasa en el reactor biológico (SSLM) (kg/m^3)
X_r: concentración de lodos en la corriente de recirculación (kg/m^3)

Reordenado la ecuación anterior se obtiene la relación Q_r/Q:

$$Q_r \cdot (X_r - X) = Q \cdot X$$
$$Q_r/Q = X/(X_r - X)$$

En base a la experiencia, la concentración de lodos recirculados en sedimentadores secundarios dotados de rasquetas es de 6-8 g/L *(Ortega, 2018)*.

No debe trabajarse con tiempos excesivos de retención de los lodos sedimentados, pues ello puede originar la ascensión del manto de lodos y la pérdida de sólidos en el efluente depurado, con la consiguiente pérdida de rendimiento. Por ello, la capacidad de recirculación debe ser la necesaria para evitar esta eventualidad, recomendándose trabajar con valores de recirculación de 1-1,5, cuando se opera a baja carga másica (<0,1 kg DBO_5/kg SSLM/d) *(Ortega, 2018)*.

La finalidad de la *recirculación interna* (desde la zona óxica del reactor biológico a la zona anóxica), se orienta a la eliminación biológica del nitrógeno, mediante procesos concatenados de nitrificación/desnitrificación.

Es necesario llevar a la zona anóxica todo el nitrato que se ha de eliminar y, puesto que las concentraciones de salida de este compuesto son bajas y que los nitratos que llegan a la zona anóxica a través de la recirculación externa no son suficientes, se hace precisa esta recirculación interna, que alcanza caudales elevados.

Esta recirculación es variable según el rendimiento en eliminación de nitrógeno que se pretenda alcanzar, recomendándose un mínimo de 3 veces el caudal medio *(MARM, 2010)*.

La *demanda de oxígeno* viene dada por el balance entre el consumo de oxígeno para la eliminación de la materia carbonada (incluyendo la respiración endógena) y para la nitrificación, y el ahorro de oxígeno que se obtiene en los procesos de desnitrificación (hasta un 25% de ahorro de la energía de aireación, *MARM, 2010*).

Para determinar la demanda de oxígeno para la eliminación de la materia carbonada, la Norma ATV-A 131 E propone el empleo de la expresión siguiente, que hace uso de los coeficientes de Hartwig:

$$NO_c = C_{DBO5} \cdot \left[0{,}56 + \frac{0{,}15\,\theta \cdot F_T}{1 + 0{,}17 \cdot \theta \cdot F_T}\right]$$

Donde:

NO_C: demanda de oxígeno para la eliminación de la materia carbonada (kg O_2/d)
C_{DBO5}: carga diaria de DBO_5 al reactor biológico (kg DBO_5/d)
F_T: factor de temperatura para la respiración endógena, que se determina mediante la expresión: $F_T = 1{,}072^{(T-15)}$, donde T es la temperatura de operación (ºC).

Los coeficientes de esta ecuación se aplican para relaciones DQO/DBO_5 en el agua residual a tratar ≤2,0.

A partir de esta ecuación se confecciona la Tabla 7.85, que relaciona el consumo específico de oxígeno (kg O_2/kg DBO_5) para la eliminación de la materia carbonada, con la temperatura de operación y la edad del lodo.

Tabla 7.85. Consumo específico de oxígeno (kg O_2/kg DBO_5).

Temperatura (°C)	Edad del lodo (d)					
	10	15	18	25	31	35
9	-	-	-	-	1,24	1,26
17	-	-	1,25	1,29	1,32	1,33
25	1,24	1,30	1,32	1,35	1,36	1,37

Para la estimación de las necesidades de oxígeno para la nitrificación (NO_N), se asume que el consumo de oxígeno es de 4,57 kg de O_2 por kg de nitrógeno oxidado, teniendo en cuenta el metabolismo de los organismos nitrificantes. En el caso de la desnitrificación (NO_D), se liberan 2,86 kg de O_2 por kg de N_{NO3} desnitrificado.

La demanda punta horaria de consumo de oxígeno viene dada por la expresión *(ATV-A 131 E)*:

$$NO_h = \frac{f_c \cdot (NO_C - NO_D) + f_N \cdot NO_N}{24}$$

Donde:

NO_h: demanda punta horaria de consumo de oxígeno (kg O_2/h)
f_C: factor pico para la oxidación biológica del carbono (adimensional). Expresa la relación del consumo en punta de oxígeno (debida a la oxidación del carbono), frente al consumo en media.
N_{OC}: necesidades de oxígeno para la eliminación de la materia carbonada (kg O_2/d)
N_{OD}: cantidad de oxígeno liberado en la desnitrificación (kg O_2/kg N_{NO3} desnitrificado)
f_N: factor pico para la oxidación del amonio (adimensional). Expresa la relación de la carga en punta de amonio frente a la carga media.
NO_N: necesidades de oxígeno para la nitrificación (kg O_2/kg N oxidado)

Cuando no se dispone de datos, los factores f_C y f_N pueden determinarse haciendo uso de la Tabla 7.86.

Tabla 7.86. Factores f_C y f_N.

	Edad del lodo (d)			
	10	12	20	25
f_C	1,20	1,20	1,15	1,11
f_N para una carga de ≤1.200 kg DBO_5/d	-	2,50	2,0	1,5
f_N para una carga de >6.000 kg DBO_5/d	2,0	1,8	1,5	-

Como el consumo de oxígeno en punta para la nitrificación aparece, generalmente, antes de la punta del consumo de oxígeno por oxidación del carbono, hay dos secuencias de cálculo con la fórmula anterior. Una se realiza con f_C = 1 y con el valor de f_N de la Tabla 7.86 y la otra con f_N = 1 y el valor f_C definido en esta tabla. El valor máximo que se obtenga de ambas secuencias de cálculo, es el que determina el valor de NO_h.

La demanda de oxígeno determinada ya toma en consideración las fluctuaciones de las cargas de materia carbonada y nitrogenada que entran a la PTAR a lo

largo del día. Pero, aparte de estas fluctuaciones diarias, también pueden producirse fluctuaciones estacionales y espaciales de esta demanda. Por todo ello, al establecer la demanda de oxígeno para el dimensionamiento de un proceso de Aireación Extendida, deben tenerse en cuenta lo siguiente:

- En lo referente a las variaciones estacionales, el sistema debe dimensionarse para la época del año en el que la demanda de oxígeno sea máxima.

- La distribución espacial de la demanda de oxígeno depende de la configuración hidráulica del reactor biológico. Así, en reactores de mezcla completa no se producen variaciones espaciales de esta demanda, mientras que cuanto más se aproxime la configuración del reactor biológico a la de flujo pistón, mayores serán las variaciones espaciales de la demanda de oxígeno.
  En PTAR de tamaño mediano/grande se tiende a la adopción de configuraciones próximas a flujo pistón, por la ventaja que esto proporciona en lo referente a la mejora de los procesos nitrificantes.
  De forma genérica, puede estimarse que en el caso de la demanda de oxígeno para la eliminación de la materia carbonosa, las necesidades para los procesos de síntesis se dan en una proporción de 2/3 en el primer tercio del reactor biológico y el tercio restante en el segundo tercio. Por su parte, las necesidades de oxígeno para la nitrificación se dan en los dos primeros tercios del reactor biológico (40% en cada uno de ellos) y el 20% restante se da en el último tercio del reactor *(Trillo, 2018)*.

En lo referente a la *selección de los equipos de aireación,* si bien se cuenta con aireadores tanto superficiales como subsuperficiales, se ha optado por centrase en los segundos, dado que además de ser más eficientes, son los que más se utilizan en la actualidad.

A la hora de la selección de un equipo de aireación subsuperficial debe tenerse en cuenta que la masa de oxígeno transferida por un sistema de aireación a un reactor de volumen V, viene dada por la expresión:

$$OTR = K_L a \cdot V \cdot (C^*_\infty - C)$$

Donde:

OTR: tasa (o capacidad) de transferencia de oxígeno del sistema de aireación (kg O_2/h)
K_La: coeficiente volumétrico medio aparente de transferencia (h^{-1})
V: volumen del reactor (m^3)
C^*_∞: concentración media de saturación de oxígeno disuelto en el medio acuoso tras un tiempo de aeración infinito (kg/m^3)
C: concentración media de oxígeno disuelto en el medio acuoso (kg/m^3)

El valor de la OTR de un sistema de aeración constituye el aspecto fundamental y característico y es la base para el cálculo del equipamiento necesario de aireación.

Los factores K_La y C^*_∞ dependen de las características del líquido contenido en el reactor biológico. Como las características de las aguas residuales son diferentes en cada caso particular, no es posible disponer de valores representativos de estos factores para cada agua residual, por lo que en la práctica la cuantificación de la OTR de un sistema de aireación se realiza en unas condiciones normalizadas, de forma que el valor obtenido puede ser utilizado como referencia para cada caso particular.

El valor de la OTR de un sistema de aeración en condiciones estándar se suele denominar SOTRcw (S por estándar y cw por agua limpia en terminología anglosajona) y viene dado por:

$$SOTR_{cw} = K_L a_{20} \cdot V \cdot (C^*_{\infty 20} - C)$$

Los fabricantes de los equipos de aireación proporcionan los valores de SOTRcw, K_La_{20} y $C^*_{\infty 20}$ para las diferentes configuraciones adoptadas para cada ensayo (geometría del reactor biológico, sumergencia y densidad de los difusores, disposición de los difusores, etc.).

En la práctica la capacidad de transferencia de lo aireadores sumergidos se suele expresar mediante los siguientes parámetros:

- SOTRcw: tasa o capacidad de transferencia (kg O_2/h). Algunos fabricantes de difusores proporcionan este valor referido a la sumergencia de los mismos, expresado como gramos de O_2 transferido por hora y por metro de sumergencia (g O_2/h/m).

- $SOTE_{cw}$: eficiencia de transferencia (%). Es la relación entre la masa de oxígeno transferido por el sistema y la existente en el aire alimentado al mismo en condiciones normales (20 °C, 760 mm de presión y 36% de humedad relativa).

El valor de $SOTE_{cw}$ se determina haciendo uso de la expresión:

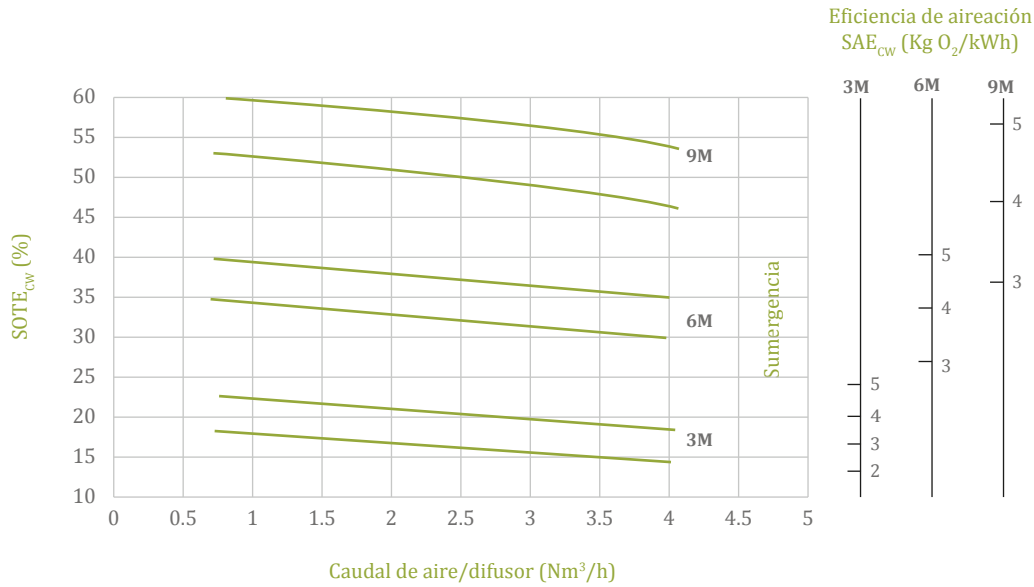
$$SOTE_{cw} = \frac{SOTR_{cw}}{Q \cdot 0{,}277}$$

Donde:

Q: caudal de aire, en condiciones normales, alimentado al sistema de aireación (Nm^3/h)
0,277: contenido de oxígeno en el aire en condiciones normales (kg O_2/Nm^3)

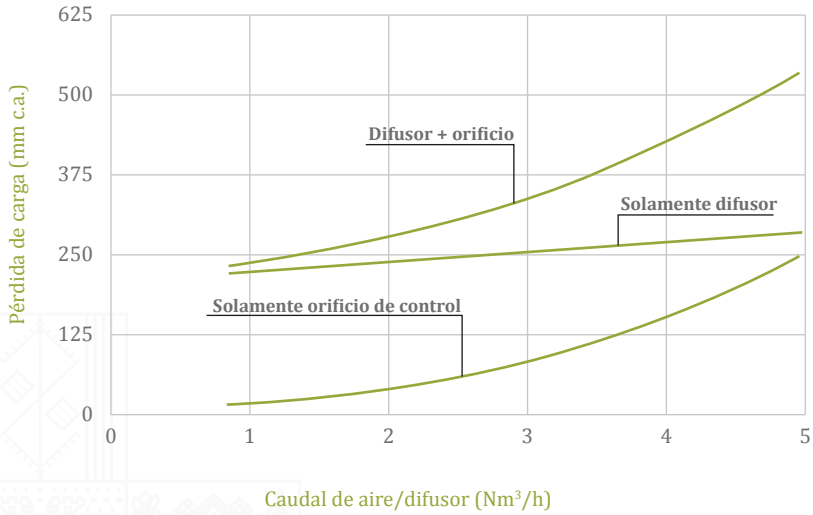
La información que aportan los fabricantes de equipos sobre la eficiencia de transferencia de los aireadores sumergidos, suele incluir los datos correspondientes a la eficiencia de transferencia SOTEcw (normalmente expresados en % para una sumergencia dada, o en % por metro de sumergencia) en función del caudal normal de aire aplicado por difusor. Dependiendo de la disposición de los difusores en el reactor, los gráficos suelen incluir una familia de valores de la SOTEcw, fundamentalmente clasificadas en función de la densidad de difusores (Figura 7.186). Adicionalmente, también proporcionan información sobre las pérdidas de carga que se producen en el sistema en su condición inicial (difusores nuevos) a diferentes caudales de aire normal aplicado por difusor (Figura 7.187).

Figura 7.186. Eficiencia de transferencia en función del caudal de aire por difusor, la sumergencia y la densidad de difusores[1].



[1]De cada pareja de curvas que aparecen en la gráfica, la superior se corresponde con una densidad difusores del 25% y la segunda con una densidad del 2,5%.

Figura 7.187. Pérdidas de carga del difusor en función del caudal de aire.



Es muy importante recalcar que los datos suministrados por los fabricantes corresponden, exclusivamente, a los resultados obtenidos en las condiciones estándar señaladas y con unas configuraciones específicas y que, por lo tanto, no pueden ser utilizados indiscriminadamente para condiciones diferentes.

Al hablar de la transferencia de oxígeno en condiciones de campo, el término *condiciones de campo* engloba toda aquellas condiciones que se presentan en un reactor biológico en unas circunstancias dadas, incluyendo las condiciones particulares de los parámetros físicos ambientales (temperatura, presión, humedad del aire), las condiciones del licor mezcla (temperatura, oxígeno disuelto y constituyentes específicos) y las propias condiciones del reactor biológico (tipo y carga de proceso, geometría, configuración hidráulica, disposición del sistema de aeración, etc.). Estas condiciones, de funcionamiento real, imponen un conjunto de correcciones sobre los parámetros que definen la transferencia de un sistema de aeración en condiciones estándar y que se muestran en la Tabla 7.87 *(adaptada de WPCF, 1998)*.

Tabla 7.87. Coeficientes de corrección para el paso de la transferencia de oxígeno en condiciones estándar a condiciones de campo.

Coeficiente de corrección	Refleja la influencia de	Sobre	Expresión	Observaciones
α	Las características del agua de proceso	K_La	$\alpha = \frac{K_La\ (pw)}{K_La\ (cw)}$	El factor α está influenciado por numerosas variables, siendo las más importantes: • La naturaleza de los contaminantes del agua residual, especialmente las sustancias tensioactivas. • El tipo de sistema de aeración. • La potencia específica aplicada (W/m^3). • La geometría del reactor biológico. • El tamaño de la burbuja. • La carga de trabajo del reactor biológico. • El caudal de aire. El factor α puede variar según las condiciones específicas entre 0,2 y 1,0.
β	Las características del agua de proceso	C^*_∞ (C_s)	$\beta = \frac{C_\infty^*\ (pw)}{C_\infty^*\ (cw)} \simeq \frac{C_s\ (pw)}{C_s\ (cw)}$	El factor β es función de la salinidad del agua de proceso. Se puede calcular a partir de tablas que proporcionan los valores de C_S en función del contenido en cloruros o de la salinidad del agua de proceso (Tabla 7.89). En aguas residuales municipales suele variar entre 0,95 y 1,0.

θ	La temperatura del agua de proceso	K_La	$\Theta^{(T-20)} = \frac{K_La_T\,(pw)}{K_La_{20}\,(pw)}$	El factor θ está influenciado por el tipo de aireador, la geometría del reactor biológico y el nivel de turbulencia. Su valor suele variar entre 1,008 y 1,047. El valor típico utilizado en los cálculos es 1,024.
τ	La temperatura del agua de proceso	C^*_∞ (C_s)	$\boldsymbol{\tau} = \frac{C_\infty{}^*\,T\,(pw)}{C_\infty{}^*\,20(cw)} \simeq \frac{C_{sT}\,(cw)}{C_{s20}\,(cw)}$	El factor τ refleja la disminución de C^*_∞ o C_s al aumentar la temperatura. Su valor se calcula a partir de las tablas normalizadas de concentración de oxígeno disuelto a presión atmosférica a diversas temperaturas (Tabla 7.89).
Ω	La presión atmosférica ambiental	C^*_∞ (C_s)	TABLAS	El factor Ω refleja la disminución de C^*_∞ o C_s con la presión atmosférica (normalmente la altitud del lugar). Su valor se obtiene de tablas normalizadas (Tabla 7.88).
F (difusores porosos)	La colmatación y/o el deterioro del difusor y/o deterioro del difusor	K_La	α real = α x F	La colmatación de un difusor puede originarse por: • Efectos externos, debidos a las características del agua de proceso. Puede producirse por precipitación de compuestos inorgánicos o formación de películas biológicas en la cara externa del difusor. • Efectos internos, debido a la presencia de partículas en el aire de alimentación (polvo, aceite, otros sólidos). El deterioro puede ser debido a: • Ataque de compuestos del agua de proceso (difusores de membrana). • Ataque de componentes del aire de suministro, básicamente el ozono (difusores de membrana). • Acciones mecánicas (sobretensiones) en difusores de membrana. El valor de F suele disminuir con el tiempo de servicio y es susceptible de recuperación por limpieza de los difusores. Por definición, en un difusor nuevo F = 1. Los valores característicos de F son del orden de 0,8 - 0,85.

La aplicación de estos coeficientes de corrección a la ecuación de transferencia de oxígeno en condiciones estándar, proporciona el valor de la OTR_{pw} (pw por agua de proceso en terminología anglosajona), o de transferencia de oxígeno de un sistema de aeración en condiciones de campo.

Para los aireadores subsuperficiales el valor de la OTRpw viene dado por:

$$OTR_{pw} = K_L a_{20} \cdot \theta^{(T-20)} \cdot \alpha \cdot F \cdot (\tau \cdot \beta \cdot \Omega \cdot C^*_{\infty 20} - C) \cdot V$$

Donde:

$C^*_{\infty 20}$: concentración media de saturación de oxígeno disuelto a tiempo de aireación infinito, obtenida a partir de las mediciones efectuadas en el ensayo estándar.

Se incluyen a continuación dos tablas que permiten: la determinación del factor de corrección Ω en función de la altitud (Tabla 7.88) y la determinación de la concentración de oxígeno disuelto en agua, en función del a temperatura y del contenido en cloruros, a la presión atmosférica (Tabla 7.89).

Tabla 7.88. Factor de corrección de la concentración de saturación de oxígeno disuelto en agua según la altitud.

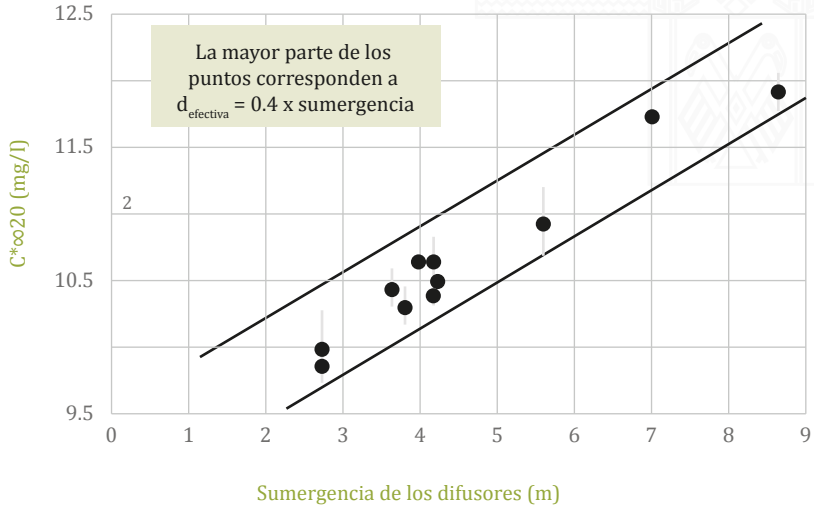
Altitud (m)	Factor Ω	Altitud (m)	Factor Ω	Altitud (m)	Factor Ω	Altitud (m)	Factor Ω
20	0,998	420	0,952	820	0,909	1440	0,845
60	0,993	460	0,948	860	0,904	1520	0,837
100	0,988	500	0,943	900	0,900	1600	0,830
140	0,984	540	0,939	940	0,896	1800	0,810
180	0,979	580	0,935	980	0,892	2000	0,792
220	0,975	620	0,930	1040	0,886	2.600	0,720
260	0,970	660	0,926	1120	0,877	3.000	0,604
300	0,966	700	0,922	1200	0,869	3.300	0,560
340	0,961	740	0,917	1280	0,861	3.600	0,516
380	0,957	780	0,913	1360	0,853	4.000	0,450

Tabla 7.89. Concentración de saturación de oxígeno disuelto en agua, en función de la temperatura y del contenido en cloruros, a la presión atmosférica.

Temperatura (°C)	Concentración de oxígeno disuelto (mg/L)						
	Cloruros (mg/L)			Temperatura (°C)	Cloruros (mg/L)		
	0	5.000	10.000		0	5.000	10.000
0	14,62	13,73	12,89	21	8,91	8,46	8,02
1	14,22	13,36	12,55	22	8,74	8,30	7,87
2	13,83	13,00	12,22	23	8,58	8,14	7,73
3	13,46	12,66	11,91	24	8,42	7,99	7,59
4	13,11	12,34	11,61	25	8,26	7,85	7,46
5	12,77	12,02	11,32	26	8,11	7,71	7,33
6	12,45	11,73	11,05	27	7,97	7,58	7,20
7	12,14	11,44	10,78	28	7,83	7,44	7,08
8	11,84	11,17	10,53	29	7,69	7,32	6,96
9	11,56	10,91	10,29	30	7,56	7,19	6,85
10	11,29	10,66	10,06	31	7,43	7,07	6,73
11	11,03	10,42	9,84	32	7,31	6,96	6,62
12	10,78	10,18	9,62	33	7,18	6,84	6,52
13	10,54	9,96	9,41	34	7,07	6,73	6,42
14	10,31	9,75	9,22	35	6,95	6,62	6,31
15	10,08	9,54	9,03	36	6,84	6,52	6,22
16	9,87	9,34	8,84	37	6,73	6,42	6,12
17	9,67	9,15	8,67	38	6,62	6,32	6,03
18	9,47	8,97	8,50	39	6,52	6,22	5,93
19	9,28	8,79	8,33	40	6,41	6,12	5,84
20	9,09	8,62	8,17				

El valor de C_{S20} se obtiene directamente de tablas normalizadas (Tabla 7.89), mientras que $C^*_{\infty 20}$ es un valor característico obtenido de ensayos realizados en agua limpia y que puede obtenerse del fabricante del equipo de aireación. La Figura 7.188 muestra el rango de valores típicos de $C^*_{\infty 20}$, obtenidos en ensayos normalizados con difusores de membrana tipo disco y tubular para distintos grados de sumergencia.

Figura 7.188. Valores de $C^*_{\infty 20}$ en función del grado de sumergencia para difusores porosos de disco y de tubo.



Se observa, que mientras que C_{s20} tiene un valor unívoco de 9,092 mg/l (Tabla 7.89), $C^*_{\infty 20}$ varía aproximadamente desde 9,6 a 12,5 mg/l en el intervalo de profundidades y para el tipo de difusores indicados.

En la aplicación de los coeficientes de corrección a la ecuación de la transferencia de oxígeno en condiciones estándar, deben tenerse en cuenta las recomendaciones siguientes:

- De todos los factores que afectan a la transferencia de oxígeno en condiciones de campo, el coeficiente αF es el que, con diferencia, ejerce una mayor influencia.

- En ausencia de información obtenida "in situ", se recomienda el empleo de los siguientes rangos de valores del producto αF (Tabla 7.90).

Tabla 7.90. Valores recomendados de αF.

Configuración del reactor biológico	Subsuperficial con difusores porosos finos
Mezcla completa	0,5
Flujo pistón	0,25 – 0,50

- Excepto en los casos en los que la configuración del reactor biológico sea de mezcla completa, en cuyo caso el coeficiente α tiene el mismo valor en la totalidad de su volumen, es necesario tener en cuenta que α tendrá valores distintos en los diversos sectores del reactor biológico.

- En el caso de un reactor biológico de configuración aproximada a flujo pistón, α suele variar a lo largo del mismo entre 0,30 y 0,70.

- Si no se tiene en cuenta esta variación, y se aplica un valor promedio de α en la totalidad del reactor biológico, se incurre en insuficiencia de aporte de oxígeno en la zona de cabecera del mismo.

- El valor de C (concentración de oxígeno disuelto en el reactor biológico) a adoptar en el dimensionamiento, por razones de seguridad, no debe ser inferior a 2,0 mg/L.

- El valor de la concentración de oxígeno disuelto a adoptar en el dimensionamiento es C_{s20} en el caso de aireación mediante difusores.

- El valor de la temperatura del licor mezcla a adoptar en el dimensionamiento no tiene que ser necesariamente la temperatura máxima de la época en la que se produce la demanda punta de oxígeno. La práctica extendida de emplear esta temperatura se basa en el hecho de que, al aumentar esta, disminuye el valor de saturación de oxígeno disuelto y por tanto su gradiente de concentración, que es uno de los factores de los que depende la transferencia. Pero debe tenerse en cuenta, que al tiempo que disminuye este gradiente, aumenta el coeficiente de transferencia $K_L a$, y que en la práctica el valor absoluto de la disminución y el aumento son del mismo orden.

- Los valores de $SOTE_{cw}$ en difusores varían según su densidad en el reactor biológico. Generalmente, en la zona final de los reactores de flujo pistón la densidad de difusores es mucho menor que en la zona de cabecera, por lo que su $SOTE_{cw}$ es, consiguientemente, menor.

La Figura 7.189 muestra la configuración de los difusores de domo, disco y de tubo, mientras que la Tabla 7.91 recoge los valores típicos de la eficiencia de aireación mediante difusores.

Figura 7.189. Difusores de domo, de disco y de tubo *(Metcalf&Eddy, 1998).*

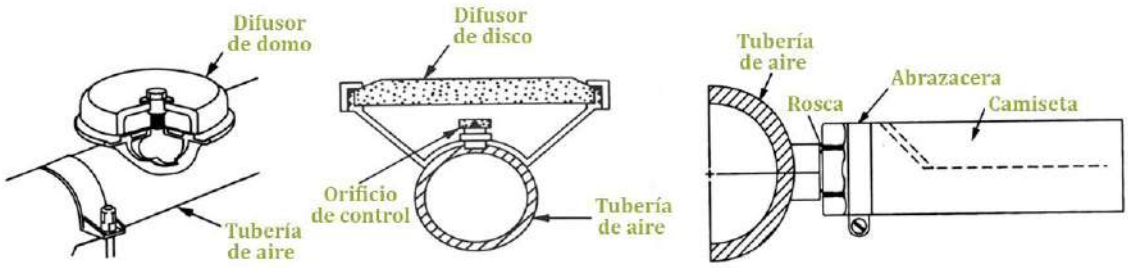


Tabla 7.91. Valores típicos de la eficiencia de transferencia de oxígeno en aireadores subsuperficiales *(adaptado de Metcalf&Eddy, 1991, 1998).*

Tipo de sistema	Eficiencia de la transferencia de oxígeno		
	Caudal de aire (Nm^3/h/ difusor)	Agua limpia $SOTE_{cw}$ (%) (4,5 m sumergencia)	Campo OTR_{pw} (%)
Discos cerámicos - parrilla	0,68 - 5,77	25 - 40	Los valores de OTR_{pw} suelen variar dentro del intervalo: (0,3-0,5) x $SOTE_{cw}$
Domos cerámicos - parrilla	0,85 - 4,24	27 - 39	
Placas cerámicas - parrilla	3,40 - 8,50	26 - 33	
Tubos de plástico poroso rígidos:			
Parrilla	4,07 - 6,80	28 - 32	
Espiral doble	5,09 - 18,68	17 - 28	
Espiral simple	3,40 - 20,37	13 -25	
Tubos de plástico poroso no rígidos:			
Parrilla	1,70 - 11,88	26 - 36	
Espiral simple	3,40 - 11,88	19 - 37	
Tubos de membrana perforada:			
Parrilla	1,70 - 6,80	22 - 29	
Espiral simple	3,40 - 10 ,19	15 - 19	
Eyectores con inyección de aire:			
Ubicación en un lateral	91,69 - 509,40	12 - 13	
Difusores no porosos:			
Espiral doble	5,60 - 16,98	10 - 13	
Espiral simple	16,98 - 59,43	9 -12	

Nota: en reactores biológicos tipo canal de oxidación, o similares, el empleo de difusores porosos finos, dispuestos en parrilla, junto con vehiculadores del licor mezcla, puede dar lugar a incrementos de la $SOTE_{cw}$ del orden del 40% y de la OTR_{pw} del 30%, sobre los valores indicados en la tabla.

En lo referente a la *potencia requerida por los equipos de aireación*, la potencia requerida por los grupos motosoplantes que alimentan a los aireadores sub-superficiales viene dada por la expresión:

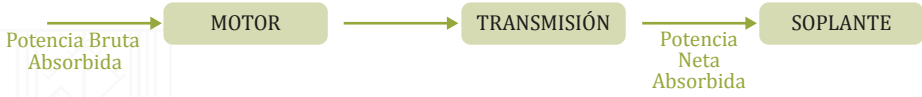
$$P = \frac{Q_a \cdot Y \cdot R \cdot T_a}{75 \cdot n \cdot \eta_s} \cdot \left[\left(\frac{P_2}{P_1} \right)^n - 1 \right] \cdot 0{,}736$$

Donde:

P: potencia de la soplante a instalar (kW)
Q_a: caudal de aire aspirado a la temperatura ambiente (m^3/s)
γ: peso específico del aire a la temperatura ambiente (kg/m^3)
R: constante de los gases (29,27 m/ºK)
T_a: temperatura ambiente (ºK)
n: 0,283 para el aire
P_2: presión absoluta en la impulsión (kg/cm^2)
P_1: presión absoluta en las aspiración (kg/cm^2)
η_s: rendimiento de la soplante (en tanto por uno). Suele variar entre 0,65-0,75 para soplantes rotativas de desplazamiento positivo y entre 0,7-0,8 para soplantes centrífugas tipo turbo.

La fórmula anterior determina la potencia neta absorbida por la soplante, para el cálculo de la potencia bruta absorbida se debe tener en cuenta las pérdidas en la transmisión y en el motor (Figura 7.190).

Figura 7.190. Potencia bruta absorbida vs. potencia neta absorbida en aireadores subsuperficiales.



El rendimiento en la transmisión es del orden de 0,95 y en el motor de 0,92. A efectos de dimensionamiento puede suponerse el rendimiento conjunto transmisión/motor en 0,9 *(Trillo, 2018)*.

La presión absoluta en la impulsión incluye las pérdidas en las tuberías de distribución y en los accesorios correspondientes, en los propios difusores y la asociada a la columna de agua de sumergencia de los difusores.

Las pérdidas en los las tuberías de distribución y accesorios suelen ser pequeñas, del orden de 200-300 mm c.a. *(Trillo, 2018).*

Las pérdidas en los difusores pueden variar desde su valor en estado nuevo, dato suministrado por el fabricante, y que para caudales normales de diseño oscilan entre 200-400 mm c.a., si bien el efecto de colmatación de los difusores puede suponer un notable incremento, que depende del grado de ensuciamiento *(Trillo, 2018).*

A efectos de cálculos previos, se aconseja la adopción de una presión absoluta de la impulsión equivalente a la sumergencia del difusor, más un valor adicional de 800-1.000 mm c.a. *(Trillo, 2018).*

Una vez definidos los diferentes parámetros que se aplican en el dimensionamiento de la Aireación Extendida, a efectos comparativos, se estima oportuna la inclusión de la Tabla 7.92, que recoge los valores habituales de estos parámetros para los procesos de Lodos Activados y para su modalidad de Aireación Extendida *(Metcalf&Eddy, 1998)*.

Tabla 7.92. Valores habituales de los parámetros de diseño en los Lodos Activados y en las Aireaciones Extendidas.

Tipo de proceso	Edad del lodo (d)	TRH (h)	Carga másica (kg DBO_5/kg SSLM/d)	SSLM (kg/m^3)	Recirculación (Q_r/Q)
Lodos Activados convencional	5 - 15	4 - 8	0,2 - 0,4	1,5 - 3	0,25 - 0,75
Aireación Extendida	20-30	18-36	0,05 - 0,15	3 - 6	0,5 - 1,5

7.8.5.2 Eliminación del fósforo

En el caso de la Aireación Extendida, para la eliminación del fósforo se puede recurrir tanto a procesos biológicos, como fisicoquímicos.

Vía biológica se puede lograr una elevada eliminación de fósforo, sometiendo a los lodos biológicos a condiciones anaerobias (para lograr la liberación de este nutriente), seguidas de una fase aerobia (para la acumulación del fósforo soluble). Ello es posible gracias al concurso de bacterias heterótrofas, denominadas PAO *(Poliphosphate Accumulating Organisms)* que liberan fósforo en condiciones anaerobias y lo acumulan en condiciones aerobias. Las bajas temperaturas afectan al rendimiento de las bacterias PAO, aunque en menor grado que a las bacterias nitrificantes.

Por otro lado, mediante la adición a las aguas residuales urbanas de ciertos productos químicos (principalmente sales de hierro y de aluminio), se logra la precipitación de una parte importante del fósforo presente en las mismas, en forma de fosfatos insolubles, que se separan posteriormente en la etapa de sedimentación secundaria junto con los lodos en exceso. Las bajas temperaturas no afectan significativamente a la eliminación química del fósforo.

La eliminación de fósforo vía biológica y fisicoquímica se trata con detalle en los apartados 8.3 y 8.4 de la presente guía, aportándose en ellos información sobre los mecanismos de eliminación y los procesos requeridos y sus parámetros de diseño.

Si las exigencias de eliminación de fósforo son elevadas, se recurre a la eliminación combinada de fósforo vía biológica y vía fisicoquímica. En este caso, a la hora de determinar la cantidad de lodos generados en el proceso de depuración, debe contarse con 3 g de sólidos en suspensión por cada gramo de fósforo eliminado biológicamente y con 2,5 kilogramos de sólidos en suspensión por kg de hierro dosificado, ó con 4 kg de sólidos en suspensión por kg de aluminio dosificado *(Ortega, 2018)*.

La producción total de lodo que resulta de la eliminación biológica y fisicoquímica del fósforo, se determina mediante la expresión:

$$PE_p = \frac{Q \cdot (3 \cdot X_{P,BioP} + 6{,}8 \cdot X_{P,Prec,Fe} + 5{,}3 \cdot X_{P,Prec,Al})}{1.000}$$

Donde:

PE_P: producción de lodos en exceso originada por la eliminación de fósforo (kg/d)

$X_{P,BioP}$: concentración de fósforo eliminada vía biológica (mg P/L)

$X_{P,Prec,Fe}$: concentración de fósforo eliminada vía fisicoquímica, mediante la adición de sales de hierro (mg P/L)

$X_{P,Prec,Al}$: concentración de fósforo eliminada vía fisicoquímica, mediante la adición de sales de aluminio (mg P/L)

La dosis de reactivo necesaria para la precipitación de las sales insolubles de fósforo es de 2,7 kg Fe/kg P precipitado y de 1,3 kg Al/kg P precipitado *(ATV A-131 E)*.

7.8.5.3 Dimensionamiento de la sedimentación secundaria

Para el dimensionamiento de la sedimentación secundaria se seguirán las recomendaciones que se recogen en al apartado 7.6.5.4.

7.8.5.4 Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento de un tratamiento de aguas residuales urbanas mediante Aireación Extendida.

1.- Definición de la edad del lodo con la que operará el reactor biológico

De acuerdo con la formula $\theta \geq 25 \cdot 1{,}072^{(12 - T)}$ y en función de zona ecológica en la que operará el reactor biológico, se determina la necesaria edad del lodo.

2.- Determinación de la producción de lodos en exceso

A partir del caudal de aguas residuales a tratar, de su concentración en DBO_5 y del porcentaje de eliminación que es preciso alcanzar en el proceso de depuración, se calcula la cantidad de DBO_5 eliminada diariamente, haciendo uso de la expresión:

$$[\,DBO_{5elim}\,] = Q \cdot \frac{(C_a - C_e)}{1.000}$$

La producción de lodos en exceso se determina mediante la expresión:

$$PE = [\,DBO_{5elim}\,] \cdot P_{el}$$

3.- Determinación del volumen efectivo del reactor biológico

Una vez determinadas la edad del lodo y la producción de lodos en exceso, y de acuerdo con la concentración de biomasa en el reactor biológico, el volumen útil del reactor biológico viene dado por:

$$V = \frac{\theta \cdot PE}{X}$$

4.- Determinación de la altura útil y de la superficie del reactor biológico

La altura útil de reactor biológico viene condicionada por el sistema de aireación que se emplee. En el caso de utilizar difusores, esta altura oscila entre 3-9 m, mientras que el caso de los aireadores mecánicos, la altura útil es de 3-5 m.

A partir de la altura asignada al reactor biológico y de su volumen (calculado en el punto 3), se determina la superficie del reactor biológico haciendo uso de la expresión:

$$S = \frac{V}{h}$$

Donde:

S: superficie del reactor biológico (m^2)
V: volumen efectivo del reactor biológico (m^3)
h: altura efectiva del reactor biológico (m)

5.- Determinación de la longitud y ancho del reactor biológico

A partir de la superficie calculada del reactor biológico y de la relación largo/ancho seleccionada, se procede a la determinación de estas dimensiones.

6.- Determinación del volumen de la zona anóxica

El volumen de la zona anóxica, en la que se lleva a cabo la desnitrificación, varía entre el 20 y el 50 % del volumen total de reactor biológico, para un rango de temperaturas de 10-12 ºC. En caso de no disponer de información sobre esta relación, se recomienda un volumen mínimo de un 30% de zona anóxica, respecto del volumen total del reactor biológico.

7.- Determinación del caudal de recirculación externa

Se recomienda trabajar con valores de recirculación externa de 1-1,5 veces el caudal medio de alimentación al reactor biológico, cuando se opera a baja carga másica (<0,1 kg DBO_5/kg SSLM/d).

8.- Determinación del porcentaje de recirculación interna

Esta recirculación es variable según el rendimiento en eliminación de nitrógeno que se pretenda alcanzar, recomendándose un mínimo de 3 veces el caudal medio de alimentación al reactor biológico.

9.- Determinación de las necesidades de oxígeno

La demanda punta horaria de oxígeno viene dada por la expresión:

$$NO_h = \frac{f_c \cdot (NO_C - NO_D) + f_N \cdot NO_N}{24}$$

10.- Determinación de potencia necesaria de los equipos de aireación

La potencia de la soplante que se precisa para la alimentación de los difusores, se determina haciendo uso de la expresión:

$$P = \frac{Q_a \cdot y \cdot R \cdot T_a}{75 \cdot n \cdot \eta_s} \cdot \left[\left(\frac{P_2}{P_1} \right)^n - 1 \right] \cdot 0{,}736$$

11.- Determinación de la superficie del sedimentador secundario

A partir del valor recomendado de la carga hidráulica a caudal máximo se determina la superficie del sedimentador secundario mediante la expresión:

$$S = \frac{Q_{Máx}}{C_{hQMáx}}$$

A parir de la superficie calculada y de la profundidad definida del sedimentador secundario se procederá a determinar su volumen útil, con el que se calculará el tiempo de retención hidráulica a caudal máximo, haciendo uso de la expresión:

$$TRH_{Qmáx} = \frac{V}{Q_{máx}}$$

comprobándose que el TRH obtenido cumple con las especificaciones establecidas.

Por último, se procederá a determinar el valor de la caga sobre el vertedero, empleando para ello la expresión:

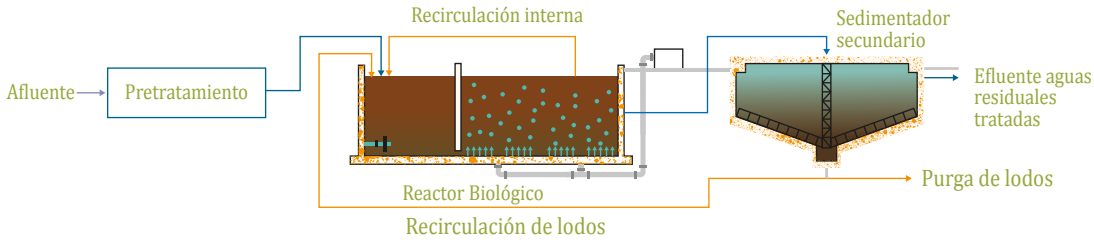
$$C_v = \frac{Q_{máx}}{L}$$

y se comprobará que el valor obtenido cumple con lo recomendado

7.8.6 Línea de tratamiento propuesta

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 5.3.3.3 de la presente guía, la línea de tratamiento propuesta para el caso de la Aireación Extendida, en base a la cual se desarrollan los dimensionamientos básicos, es la siguiente:

Figura 7.191. Línea de tratamiento propuesta para la Aireación Extendida.



7.8.6.1 Características de la línea de tratamiento

Rendimientos

Los rendimientos medios que se alcanzan con la aplicación de la línea de tratamiento propuesta son los que se muestran en la Tabla 7.80.

Influencia de la climatología y la altitud

La **temperatura** tiene una influencia decisiva en el comportamiento de los procesos de Aireación Extendida, influyendo en las necesidades de oxígeno y

en la solubilidad de este gas en el agua, y condicionando el volumen necesario del reactor, al relacionarse la edad del lodo con la temperatura de operación.

Por otro lado, las bajas temperaturas afectan muy negativamente a los procesos de nitrificación.

La altitud también tiene una importante influencia sobre la concentración de saturación de oxígeno en agua, lo que repercute notablemente en la potencia necesaria de los equipos de aireación, que es mucho más elevada en el caso del Altiplano.

Adaptación a la zona ecológica

Por lo expuesto con anterioridad, la tecnología de Aireación Extendida se adapta bien a las condiciones operativas que se dan en las zonas ecológicas de los Valles y Llanos, pero en el caso del Altiplano, los elevados consumos energéticos que se precisan para la aireación de los reactores biológicos, hacen necesarios estudios pormenorizados de estos consumos y de la capacidad de ser asumidos los altos costos de operación y mantenimiento de este tipo de tecnología por la población servida, antes de decidir su emplazamiento en esta zona ecológica.

Flexibilidad ante variaciones de caudal y carga de las aguas residuales a tratar

Al trabajar los reactores biológicos en las Aireaciones Extendidas con tiempos de retención hidráulica (TRH) de 18-36 horas, soportan bien las sobrecargas puntuales de caudal y carga, siempre que se disponga de la suficiente capacidad de aireación.

Por el contario, la etapa de sedimentación secundaria es especialmente sensible a sobrecargas hidráulicas, por lo que es preciso que se dimensione en función de las caudales puntas que le pueden llegar.

También presenta esta tecnología un buen comportamiento frente a las variaciones estacionales de los caudales y cargas a tratar, mediante la correspondiente modificación de los parámetros de funcionamiento (edad del lodo, carga másica, concentración del licor mezcla), siempre que la sedimentación secundaria tenga la capacidad hidráulica suficiente.

Al igual que el resto de modalidades de tecnologías de tratamiento que mantienen la biomasa en suspensión, su comportamiento no es tan bueno como el de las tecnologías de biomasa fija, cuando se trata de depurar aguas residuales diluidas.

Producción y características de los lodos generados en el tratamiento

Asumiendo una producción específica de lodos en la Aireación Extendida de 0,89 kg m.s./kg de DBO_5 eliminado, un porcentaje de eliminación de DBO_5 del 87,5%, y de acuerdo con las cargas unitarias de DBO_5 de la Tabla 5.3, se han determinado las producciones de lodos en las Aireaciones Extendidas, para las diferentes zonas ecológicas y tamaños de población, obteniéndose la Tabla 7.93.

Tabla 7.93. Generación de lodos en la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Unidades	Habitantes					
		1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano	g m.s./hab/d	19,5	24,9	28,0	32,7	34,3	38,9
	%	1	1	1	1	3[1]	3[1]
	L/hab/d	1,95	2,49	2,80	3,27	1,14	1,30
Valles y Llanos	g m.s./hab/d	27,3	32,7	34,3	36,6	38,2	42,8
	%	1	1	1	1	3[1]	3[1]
	L/hab/d	2,73	3,27	3,43	3,66	1,27	1,43

[1]Por en encima de los 20.000 habitantes servidos se procede al espesado por gravedad de los lodos.

Complejidad de las labores de operación y mantenimiento

Dada la cantidad y variedad de parámetros a controlar (nivel de oxígeno y concentración de biomasa en los reactores biológicos, porcentaje y concentración de la corriente de recirculación de lodos de los sedimentadores secundarios a los reactores biológicos, recirculación interna, purga de lodos en exceso, desarrollo de microorganismos indeseables, etc.), en comparación con otros tipos de tratamiento, la Aireación Extendida presenta una mayor complejidad de operación, por lo que se requieren operadores cualificados, con un elevado grado de dedicación. A ello hay que añadir, que los equipos electromecánicos implantados requieren labores de mantenimiento, tanto de carácter preventivo como correctivo, que también precisan de técnicos cualificados en estas tareas.

Impactos medioambientales

La generación de malos olores en esta tecnología de tratamiento es mínima, siempre que se opere y mantenga convenientemente. A ello contribuye el hecho de que no cuente con tratamiento primario y que los lodos en exceso presentan un elevado grado de estabilización.

Los impactos sonoros que puede provocar la Aireación Extendida se deben, principalmente, al funcionamiento de los equipos de aireación (soplantes, compresores, eyectores, turbinas, etc.). Estos impactos se pueden minimizar recurriendo al aislamiento, o insonorización, de los equipos electromecánicos que los generan.

Los impactos visuales de esta tecnología son limitados, y pueden amortiguarse enterrando parte de los reactores y de los sedimentadores secundarios.

Como en cualquier otra tecnología, por deficiencias constructivas, o por el deterioro de las instalaciones, se corre el riesgo de filtraciones de aguas de mala calidad, que pueden provocar la contaminación de las aguas subterráneas.

Influencia de las características del terreno

Al tratarse de una línea de tratamiento de carácter intensivo precisa de poca superficie para su emplazamiento, por lo que las características de los posibles terrenos disponibles ejercen una menor influencia sobre su selección. No obstante, deben primarse los terrenos fáciles de excavar, con un nivel freático profundo, buena capacidad portante y que permitan que, en la mayor parte del proceso de tratamiento, las aguas a tratar discurran por gravedad, para obviar bombeos, con el consiguiente ahorro en los costos de construcción y, especialmente, en los de operación.

Estimación de la superficie necesaria

De acuerdo con las premisas establecidas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2 de la presente guía y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Pretratamiento: por debajo de los 20.000 habitantes es de limpieza manual y consta de una reja de desbaste de 3 cm de paso y de un

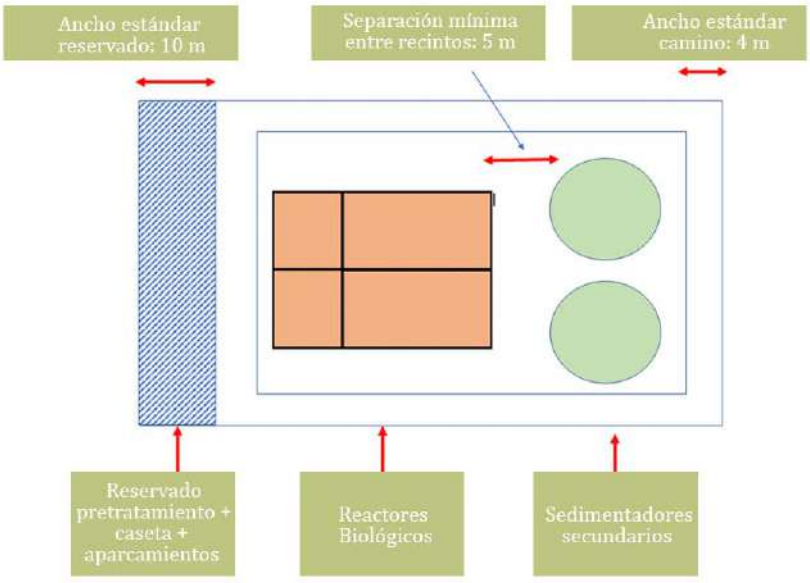
desarenador estático. Por encima de esta población se implanta un pretratamiento mecanizado, que consta de: un desbaste dispuesto en doble canal, con rejas mecanizadas en uno de ellos de 3 y 1 cm, dispuestas en serie, y con una reja de limpieza manual en el canal de by-pass, de 3 cm de paso y de un desarenador-desengrasador, con extracción mecanizada de las arenas y las grasas.

- Para el dimensionamiento básico de los reactores biológicos se optado por la modalidad convencional de la Aireación Extendida.
- Los reactores biológicos se construyen en hormigón, con formas rectangulares y relaciones largo/ancho de 3/1. Su profundidad útil es de 3,5 m.
- Por debajo de los 10.000 habitantes se opera con una única línea de tratamiento y por encima de esta población con dos líneas.
- Las edades de lodo empleadas para las distintas zonas ecológicas son las que se muestran en la Tabla 7.81.
- La concentración del licor mezcla es 4 g/L.
- La aireación del contenido del reactor se lleva a cabo mediante difusores de burbuja fina, alimentados por soplantes.
- La zona anóxica ocupa un 30% del volumen total del reactor biológico.
- La corriente de recirculación externa es del 100% (con relación al caudal de alimentación).
- La corriente de recirculación interna es de 3 veces el caudal de alimentación.
- Se emplean sedimentadores secundarios dinámicos, equipados con rasquetas de fondo y de superficie.

- No se tienen en cuenta la superficie necesaria para el tratamiento de los lodos en exceso, ni para la desinfección de los efluentes, que se establecen en los capítulos 11 y 9, respectivamente, de la presente guía.

- La disposición de los diferentes elementos del proceso depurador sigue la configuración siguiente:

Figura 7.192. Disposición esquemática adoptada para la estimación de las necesidades de superficie.



Se han elaborado los dimensionamientos básicos para la línea de tratamiento, para las diferentes zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados. A partir de estos dimensionamientos, se han estimado los requisitos de superficie para la construcción de la línea de tratamiento por habitante servido (m^2/hab), capacidad de tratamiento (m^2/m^3/d) y carga tratada (m^2/kg DBO_5/d).

Figura 7.193. Requisitos de superficie por habitante servido.

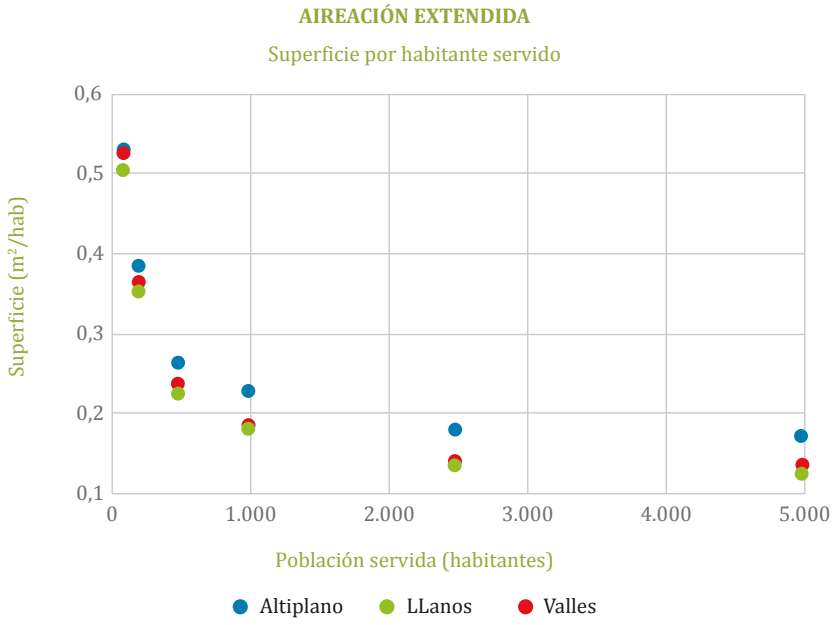
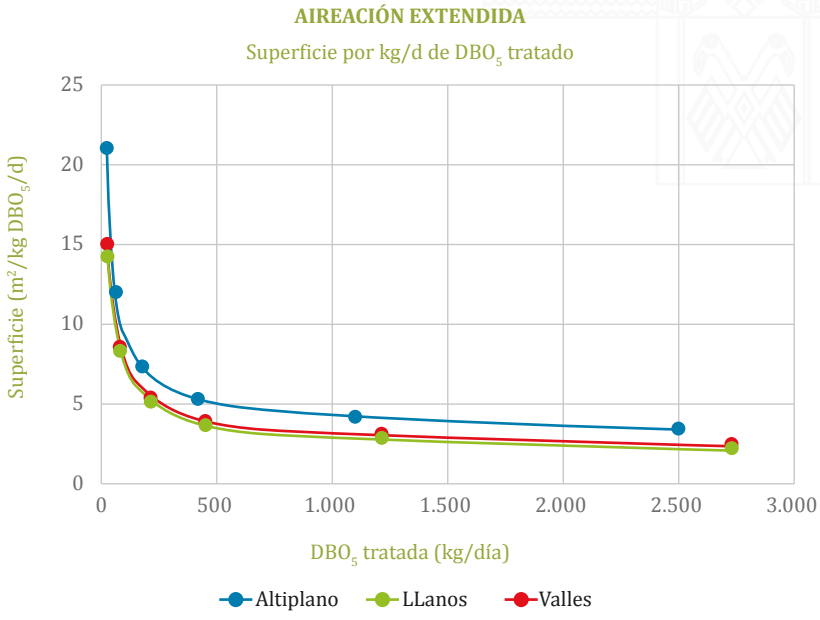


Figura 7.194. Requisitos de superficie por capacidad de tratamiento.

Figura 7.195. Requisitos de superficie por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



Se observa que los requisitos de superficie por habitante servido siguen la tendencia clásica, consecuencia de la economía de escala, que conlleva a que los requisitos de superficie decaigan conforme aumenta el tamaño de la población tratada, la capacidad de tratamiento y la cantidad de DBO_5 tratada.

Los requisitos de superficie son mayores para el Altiplano (por las mayores edades del lodos con las que se opera en esta zona ecológica), y muy similares para los Valles y Llanos, llegando a superponerse los puntos y las curvas para estas zonas.

En el Capítulo 12 de la guía, se muestran de forma numérica, todas las estimaciones de los requisitos de superficie por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.193 se han desglosado en la Tabla 7.94 los porcentajes, que sobre la superficie total ocupada por la línea de tratamiento, ocupan las superficies de los reactores biológicos y de los sedimentadores secundarios, en las diferentes zonas ecológicas y para los distintos tamaños de población considerados.

Tabla 7.94. Porcentajes de superficie ocupada por los reactores biológicos y los sedimentadores secundarios, en relación con la superficie total ocupada por la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre la superficie total, ocupada por reactores biológicos/sedimentadores secundarios					
Altiplano	8,1/1,2	14,2/2,0	23,1/3,2	31,3/4,1	40,2/5,5	46,4/7,0
Valles	6,9/2,1	12,0/3,3	19,2/5,3	26,0/6,9	34,6/9,1	40,0/11,1
Llanos	4,7/2,3	8,0/3,9	13,0/6,3	17,1/8,3	23,2/10,9	27,3/13,2

Se observa, que la superficie ocupada por los reactores biológicos supera a la destinada a los sedimentadores secundarios en unas 7 veces en el caso del Altiplano, en unas 4 veces en los Valles y, en tan sólo unas 2 veces, en los Llanos.

Estimación de los costos de construcción

A partir de los dimensionamiento básicos realizados y conforme a las bases de partida especificadas en los apartados 5.5.2.1 y 5.5.2.2, se han confeccionado las curvas siguientes, que representan, para las distintas zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de construcción de la línea de tratamiento por habitante servido, capacidad de tratamiento (Bs/m^3/d) y carga tratada (Bs/kg DBO_5/d).

Figura 7.196. Costos de implantación por habitante servido.

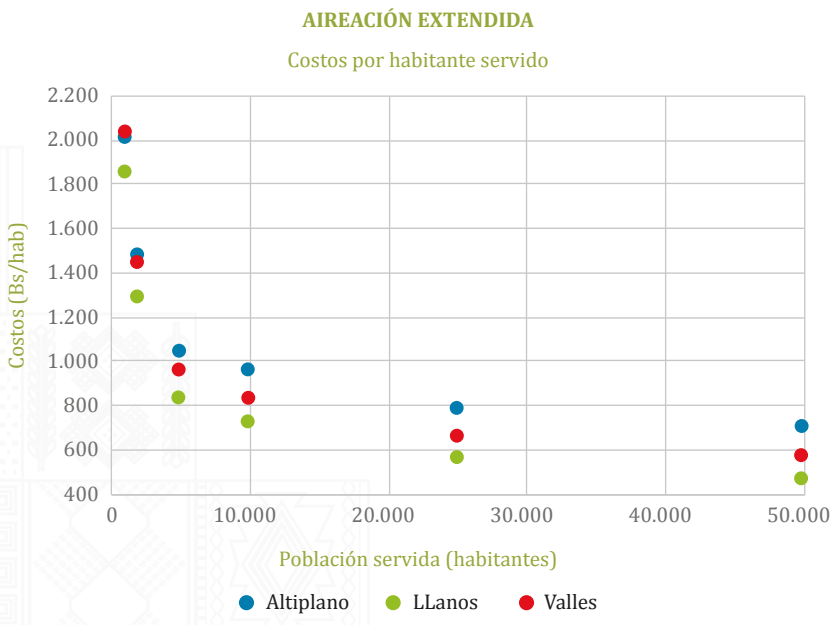


Figura 7.197. Costos de construcción por capacidad de tratamiento.

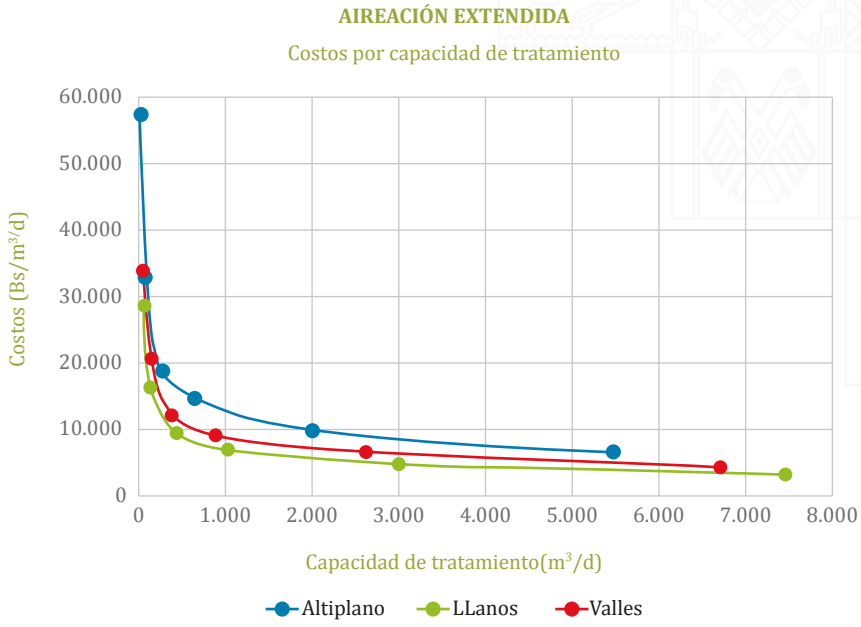
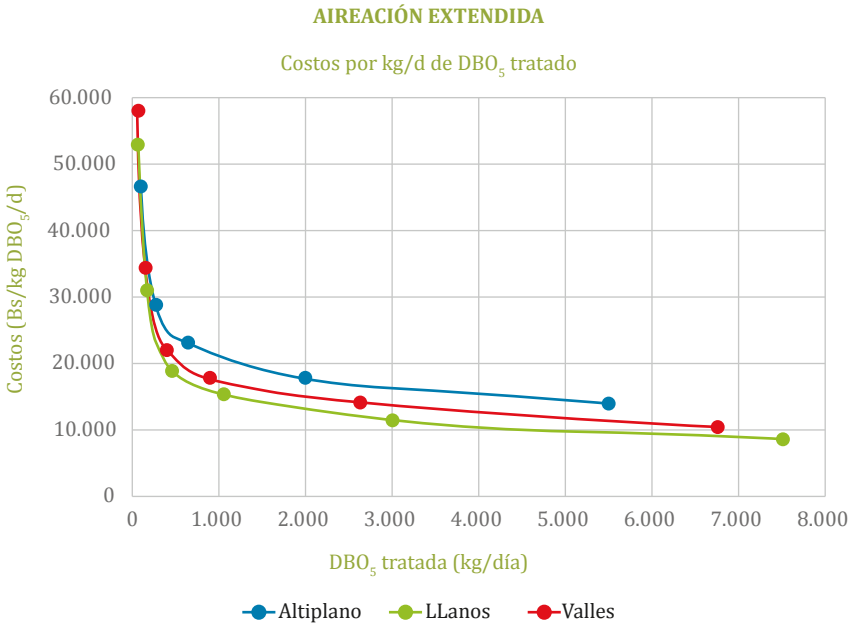


Figura 7.198. Costos de construcción por kg de DBO_5 tratado de aguas residuales.



En las tres curvas se observa un comportamiento habitual, consecuencia de la economía de escala, disminuyendo los costos de construcción conforme aumentan los habitantes servidos, la capacidad de tratamiento y la DBO_5 tratada.

Los costos de construcción son superiores en el Altiplano (como consecuencia, principalmente, de los mayores volúmenes de los reactores biológicos y de las mayores potencias que se precian de los equipos de aireación), y muy similares para las zonas ecológicas de los Valles y Llanos.

En el Capítulo 12 de la guía se muestran de forma numérica todas las estimaciones de los costos de construcción por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.196, se han desglosado en la Tabla 7.95 los porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento. Además de las partidas detalladas, las obras auxiliares (conducciones, cámaras, caseta de servicio, etc.), se estiman en un 25% de la suma de las partidas: pretratamiento, reactores biológicos, sedimentadores secundarios, recirculaciones y purga de lodos, caseta de servicio, caminos perimetrales y cerramiento.

Tabla 7.95. Porcentajes de costos de las diferentes partidas de obra, referidos al costo total de construcción de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Pretratamiento	4	3	2	1	6	4
Reactores Biológicos	46	52	55	58	57	60
Sedimentadores secundarios	13	14	13	15	13	13
Recirculaciones y purga de lodos	2	2	2	2	1	1
Caseta de servicios	10	7	6	3	2	1
Caminos perimetrales	3	2	2	1	0,8	0,6
Cerramiento	1	0,9	0,7	0,4	0,3	0,2
Valles						
Pretratamiento	4	3	2	1	7	5
Reactores Biológicos	43	47	50	51	50	53
Sedimentadores secundarios	17	18	18	21	18	18
Recirculaciones y purga de lodos	3	2	2	2	2	1
Caseta de servicios	10	7	6	4	2	2
Caminos perimetrales	3	2	2	1	0,8	0,6
Cerramiento	1	0,9	0,7	0,5	0,3	0,2

Llanos						
Pretratamiento	5	3	2	1	8	7
Reactores Biológicos	38	42	44	44	42	45
Sedimentadores secundarios	19	21	22	26	23	24
Recirculaciones y purga de lodos	3	3	2	3	2	2
Caseta de servicios	11	8	7	4	3	2
Caminos perimetrales	3	2	2	1	0,9	0,7
Cerramiento	1	1	0,8	0,5	0,4	0,3

Se observa que:

- Se produce un incremento de los porcentajes de costo del pretratamiento a partir de los 25.000 habitantes, que viene motivado por el empleo de pretratamientos de limpieza mecanizada por encima de los 20.000 habitantes.

- Los mayores porcentajes de costos se corresponden, con diferencia, con los reactores biológicos, con rangos que van del 38-60% de los costos totales. Siendo estos porcentajes mayores en el Altiplano.

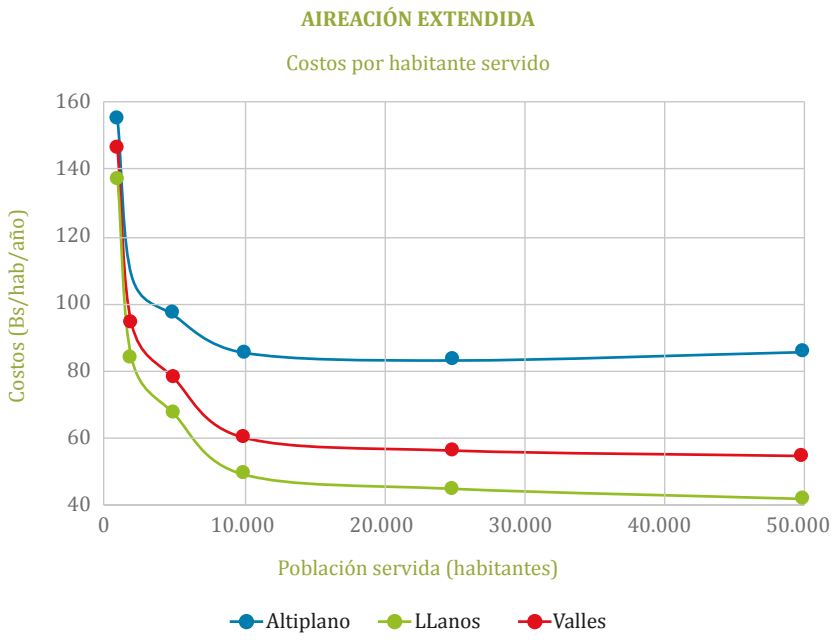
- El porcentaje del costo de los reactores biológicos se incrementan con el tamaño de la población tratada, mientras que los de los sedimentadores secundarios se mantienen, en general, bastante estables.

- El resto de las partidas de costos consideradas disminuyen al crecer la población tratada.

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

A partir de los dimensionamientos básicos elaborados para esta línea de tratamiento, y teniendo en consideración las premisas establecidas en el apartado 5.5.2.3, a las que en el apartado de personal, se ha añadido un operador más para las PTAR que dan servicio a poblaciones de 50.000 habitantes, por la complejidad que supone la operación y mantenimiento de los numerosos Lechos de Secado destinados a la deshidratación de los lodos en exceso, se han confeccionado las siguientes curvas que representan, para las distintas zonas ecológicas y para los diferentes tamaños de población considerados, los costos de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento por habitante servido y año (Bs/hab/año).

Figura 7.199. Costos de operación y mantenimiento por habitantes servidos.



Se observan unos costos de operación y mantenimiento mucho más elevados en la zona del Altiplano (pese a tratarse caudales y cargas menores), que vienen justificados, principalmente, por el notable incremento que experimenta el consumo energético para la aireación de los reactores en esta zona ecológica, como consecuencia de su altitud.

En el Capítulo 12 de la guía se muestran de forma numérica las estimaciones de los costos de operación y mantenimiento por población servida.

Para una mejor comprensión de la Figura 7.199, se han desglosado en la Tabla 7.96 los porcentajes de costos de las diferentes labores de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Tabla 7.96. Porcentajes de costos de las diferentes partidas referidos al costo total de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano						
Personal (%)	51,2	36,6	32,3	18,2	13,2	8,4
Energía (%)	22,7	39,7	49,2	64,6	70,9	77,1
Mantenimiento y operación (%)	17,7	16,7	12,0	11,9	11,9	10,1
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	0,9	1,7	2,2	2,9	3,1	3,4
Control analítico (%)	7,5	5,4	4,4	2,5	1,0	1,0
Valles						
Personal (%)	54,4	42,1	40,4	25,9	19,4	13,2
Energía (%)	17,1	30,1	37,3	51,2	58,8	66,4
Mantenimiento y operación (%)	19,1	19,0	13,9	14,8	15,2	13,0
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,4	2,6	3,3	4,6	5,1	6,0
Control analítico (%)	8,0	6,2	5,5	3,5	1,5	1,5
Llanos						
Personal (%)	57,9	47,4	46,5	31,8	24,4	17,2
Energía (%)	12,6	22,7	28,9	42,3	50,5	58,8
Mantenimiento y operación (%)	19,5	19,9	14,4	15,9	16,7	14,2
Transporte y evacuación de residuos y subproductos (%)	1,5	3,0	3,9	5,7	6,5	7,9
Control analítico (%)	8,5	7,0	6,4	4,4	1,9	2,0

Se observa que a medida que crece la población servida disminuyen, en general, los porcentajes de costos correspondientes al personal, al mantenimiento y operación y al control analítico, mientras que, por el contrario, se incrementan los porcentajes de costos relacionados con el consumo energético y con el transporte y evacuación de los residuos generados en la línea de tratamiento.

Los porcentajes de costos de la energía necesaria son mayores en el Altiplano (por la razón explicada con anterioridad), llegando a alcanzar el 77% de los costos totales de operación y mantenimiento de la línea de tratamiento.

La Tabla 7.97 muestra, del total de los costos de los consumos energéticos, los porcentajes asignados a la aireación de los reactores biológicos, en las diferentes zonas ecológicas y para los distintos tamaños de población servida.

Tabla 7.97. Porcentajes de costos asignados a la aireación de los reactores biológicos (%), frente a los costos energéticos totales de la línea de tratamiento.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
Altiplano	64,7	67,4	68,7	68,8	67,6	68,6
Valles	55,9	59,1	60,2	60,4	58,7	59,8
Llanos	52,2	56,6	58,1	58,3	55,7	56,9

Se observa, que en el caso del Altiplano, los porcentajes de los costos asignados a la aireación son superiores a los de las otras dos zonas ecológicas, moviéndose en el rango del 65-70%.

Por último, para los mismos tamaños poblacionales, el consumo energético global de las Aireaciones Extendidas implantadas en el Altiplano, respecto al de las ubicadas en los Valles, se mueve en el rango 1,4-1,8 veces superiores, y entre 2,0-2,7 veces superiores respecto al de las ubicadas en los Llanos.

7.8.7 Características constructivas

El confinamiento

- Lo habitual es que los reactores biológicos se construyan en hormigón armado, dejando los materiales plásticos y metálicos para los reactores de menores dimensiones.

- Los reactores pueden ser rectangulares o cuadrados, o adoptar la configuración de un canal de oxidación. El canal de oxidación puede tener forma elíptica o circular, siendo frecuente en pequeñas poblaciones el empleo de reactores compactos circulares con decantación central.

- En el caso de los reactores rectangulares las relación largo/ancho es ≤3.

- La configuración hidráulica del reactor debe garantizar que, frente a las normales variaciones de caudal, la superficie del licor mezcla no varíe más de 3 cm, y que esta variación no tenga influencia en el rendimiento del sistema de aportación de oxígeno.

- La altura de lámina de agua en los reactores biológicos es función del tipo de aireación que se emplee. En el caso de aireación por difusión

esta altura se sitúa entre 3-9 m, mientras que si se recurre a aireadores mecánicos se trabaja con alturas de 3-5 m.

- Los reactores deben proyectarse con un resguardo de seguridad suficiente para evitar salpicaduras del licor mezcla al exterior. Este resguardo será de ≥0,5 m en el caso de aireación mediante difusores y de ≥1,0 m en el caso de los aireadores mecánicos.

- Los reactores biológicos deben contar con sistemas de vaciado que permitan su mantenimiento, por lo que en el caso de reactores adosados, las paredes comunes deben ser capaces de resistir la totalidad de la presión hidrostática procedente de ambos lados.

- Es conveniente contar en los reactores biológicos con un sistema de control de espumas, para combatirlas cuando estas aparezcan en la superficie de la lámina de agua. Un sistema muy empleado para este fin consiste en la instalación de boquillas pulverizadoras de agua, montadas a lo largo de uno de los bordes superiores de los reactores biológicos.

Los elementos de entrada

- Las aguas a tratar, antes de su ingreso a los reactores biológicos, deben someterse a un pretratamiento.

- Tras el pretratamiento se dispondrá un elemento para la medición de los caudales de alimentación al reactor biológico.

- En caso de alimentación por bombeo, es muy recomendable instalar medidores de caudal (dotados de totalizador) en las tuberías de impulsión, para monitorizar el caudal de alimentación a la PTAR y, sólo en el caso de que no sea posible contar con medidores de caudal, instalar un contador de horas de funcionamiento en las bombas.

- Cuando se disponen varios reactores en paralelo es importante asegurar la distribución homogénea del caudal de aguas a tratar a todos los reactores, utilizando cámaras de reparto dotadas con vertederos, válvulas de control o, mediante la colocación de compuertas a la entrada de los reactores.

- En las zonas anóxicas de los reactores biológicos es importante que las conducciones de entrada estén sumergidas para evitar su aireación, lo que afectaría muy negativamente a los procesos de desnitrificación.

Los elementos de salida

- La salida de los efluentes del reactor biológico debe realizarse mediante un vertedero superficial y sin placas deflectoras, para evitar la acumulación de espumas y flotantes en el reactor.

- Debe cuidarse el diseño de la zona entre el vertedero y la toma de la tubería de paso a la decantación secundaria, para conseguir que haya una velocidad suficiente que impida la consolidación de los materiales flotantes.

Las recirculaciones

- El bombeo de las corrientes de recirculación (externa e interna) debe ser regulable, para adaptarse a las necesidades reales.

- La cota que deben superar las bombas de recirculación externa viene determinada por la diferencia de nivel entre las superficie de la lámina de agua en el sedimentador secundario y la alimentación al reactor biológico.

- En el caso de las bombas de recirculación interna, el nivel del agua en la zona óxica y en la anóxica es el mismo.

- Dada la escasa (o nula) elevación necesaria, para el bombeo de las recirculaciones externa e interna, se aconseja el empleo de bombas de baja potencia.

- Debe implantarse, al menos, una bomba por línea de recirculación, contando siempre con una bomba de reserva.

- Deben implantarse caudalímetros en las corrientes de recirculación.

Los equipos de aireación

- El sistema de regulación de la aireación viene condicionado, entre otros factores, por la capacidad de tratamiento de la PTAR. En plantas de tratamiento pequeñas esta regulación puede llevarse a cabo mediante arranque y parada de los equipos de aireación, comandados por temporizadores. En el caso de PTAR medianas-grandes, la regulación debe efectuarse en función del contenido de oxígeno disuelto presente en los reactores biológicos, empleando para ello sondas que miden en continuo la concentración de este parámetro.

- Cuando se disponen varios reactores biológicos, el sistema de distribución de aire debe permitir una regulación del oxígeno disuelto de manera independiente para cada reactor, de forma que si se emplean difusores y una sola soplante, se deberán instalar válvulas automáticas en las conducciones de aire a cada reactor.

- Cuando se emplean aireadores mecánicos, las necesidades energéticas típicas para mantener un régimen de flujo de mezcla completa con este tipo de aireadores varían entre 20-30 W/m^3 de reactor, en función del diseño del aireador y de la geometría del tanque.

- En los sistemas que emplean difusores, para un esquema de aireación de flujo en espiral, la demanda de aire para conseguir un buen mezclado, varía entre 0,010 y 0,015 $m^3/min/m^3$ de reactor.

- Dado que el volumen de la zona anóxica se fija como un porcentaje del volumen total necesario (calculado a su vez a partir de la edad de lodo necesaria), cuando se calculan los equipos de aireación se debe tener en cuenta que han de ser capaces de suministrar toda la necesidad de oxígeno en el intervalo en el que esta tiene lugar. Por otra parte, dado que en esta sección no existe aireación, la agitación necesaria para evitar la decantación del lodo activo ha de lograrse mediante agitadores. Se deben tomar las precauciones necesarias para evitar un nivel de ruidos molesto en los equipos de aportación de aire (aireadores de superficie o soplantes), insonorizándolos.

7.8.7.1 Características constructivas de la sedimentación secundaria

Las características constructivas de la etapa de sedimentación secundaria son las mismas que se han expuesto con anterioridad para la tecnología de Filtros Percoladores, en el apartado 7.6.7.2.

7.8.8 Operación y mantenimiento

- Las labores de operación y mantenimiento de las distintas etapas del pretratamiento ya se han detallado en el apartado 6.3.5.

- En lo referente a las labores de operación y mantenimiento del reactor biológico:

  - Diariamente se comprobará que el contenido en oxígeno disuelto en el reactor biológico se mantiene en torno a los 2 mg/L. Este control debería adaptarse a las variaciones diarias de carga orgánica a tratar, de forma que el funcionamiento de los equipos de aireación esté comandado por el valor de la concentración de oxígeno disuelto a mantener en el contenido de los reactores biológicos.

  - Si el reactor biológico cuenta con sondas para la medida en continuo del nivel de oxígeno disuelto, será preciso proceder a su limpieza y calibración con la frecuencia que recomiende el fabricante de estos equipos de control.

  - Dos veces a la semana se comprobará si el caudal de recirculación externa de lodos (desde el sedimentador secundario al reactor biológico) y el de recirculación interna (desde la zona óxica a la anóxica), mantienen las proporciones que se hayan establecido con el caudal de alimentación. Para ajustar estos caudales de recirculación se podrá actuar sobre temporizadores programables, que regulen el funcionamiento de las bombas de recirculación, y/o sobre las válvulas dispuestas en las tuberías de impulsión de estas bombas.

  - Semanalmente, y en función de los resultados de la analítica de sólidos en suspensión del licor mezcla, se deberá adecuar la programación de la evacuación de lodos en exceso, a fin de mantener en el reactor

la necesaria concentración de SSLM, que permita que se desarrolle correctamente el proceso de depuración.

- Semanalmente se comprobará el correcto funcionamiento de los equipos de inyección de aire (compresores o turbinas) y si se produce una buena homogenización del contenido del reactor biológico.

- Semanalmente se comprobará si la superficie del reactor biológico presenta espumas o flotantes. De ser es así, se tratará de eliminarlos, en primera instancia, haciendo uso de los pulverizadores de agua implantados en uno de los de los bordes del reactor biológico, o de mangueras de agua a presión. De no ser posible la eliminación de las espumas por este método, será necesario conocer el origen de estas espumas y flotantes, mediante el análisis microbiológico de los mismos, y actuar sobre los parámetros de operación del reactor biológico para intentar erradicarlos.

- En lo referente a las labores de operación y mantenimiento de los sedimentadores secundarios, estas ya se han comentado anteriormente en el apartado 7.6.8.

- Regularmente se procederá al engrase de los equipos mecánicos (limpieza mecanizada de las rejas de desbaste, sistemas de aireación, sistema de accionamiento de las rasquetas del sedimentador secundario), empleando para ello el lubricante apropiado, y a la limpieza y sustitución de los accesorios que se especifiquen. La frecuencia de estas operaciones se realizará de acuerdo a lo indicado en el manual del fabricante.

7.8.9 Ventajas e inconvenientes

Como principales ventajas del empleo de la tecnología de Aireación Extendida para el tratamiento de las aguas residuales urbanas, cabe destacar las siguientes:

- Muy bajos requisitos de superficie para su construcción, en contraposición a las tecnologías extensivas.

- No precisa tratamiento primario.

- Gran versatilidad, al poderse controlar los diferentes parámetros operativos.

- Posibilidad de lograr altos rendimientos de eliminación de nitrógeno total.
- Posibilidad de eliminar fósforo por vía biológica.
- Se generan lodos con un elevado grado de estabilización.
- Buen comportamiento frente a aguas residuales concentradas.
- Bajo nivel de olores, si la operación y mantenimiento son los correctos.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Elevados costos de operación debidos, principalmente, al elevado consumo energético (especialmente para la aireación del contenido de los reactores biológicos). Consumo que se incrementa notablemente con la altitud a la que se encuentra la PTAR.
- Su operación y mantenimiento requieren una atención continuada por parte de operadores especializados.
- Elevada generación de lodos.
- La etapa de sedimentación secundaria es muy sensible a sobrecargas hidráulicas.
- Mal comportamiento frente a aguas residuales diluidas.
- Generación de ruidos, si no se toman medidas para amortiguarlos.

Referencias bibliográficas

ASCE (American Society of Civil Engineers) (1984). Measurement of Oxygen Transfer in Clean Water-

MARM (2010). Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (MARM-España).

MARN (2016). 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.

Metcalf&Eddy (1991). Wastewater Engineering. MacGraw-Hill.

Metcalf&Eddy (1998). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. ISBN: 84-481-1607-0. MacGraw-Hill.

Norma ATV-DVWK-A 131E (2000). Dimensioning of Single Activated Sludge Plants. German ATV-DVWK Rules and Standards.

Ortega, E. (2018). Tratamientos biológicos de fangos activados. Aspectos generales y procesos convencionales. XXXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, noviembre 2018.

Trillo. I. (2018). Sistemas de areación. Técnicas aplicables al diseño y gestión. XXXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, noviembre 2018.

von Sperling, M., Chernicharo, C. (2005). Biological Wastewater Treatment in Warm Climates Regions. ISBN: 1 843339 002 7. Published by IWA Publishing. London, UK.

WPCF (1998). Aeration. Manual of Practice FD-13.

ESTADO PLURINACIONAL DE
BOLIVIA

MINISTERIO DE
MEDIO AMBIENTE Y AGUA

VICEMINISTERIO DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO BÁSICO

Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales

Módulo 3

Contenido

Capítulo 8 Tratamientos para la eliminación de nutrientes
Capítulo 9 Tratamientos de desinfección
Capítulo 10 Reúso de las aguas tratadas
Capítulo 11 Tratamiento de lodos
Capítulo 12 Criterios de selección de las líneas de tratamiento

Módulo

3

Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales

Autoría:

FUNDACIÓN PÚBLICA ANDALUZA
CENTRO DE LAS NUEVAS
TECNOLOGÍAS DEL AGUA (CENTA)
Consejería de Agricultura, Ganadería,
Pesca y Desarrollo Sostenible

Con la colaboración de:

MINISTERIO
DE TRANSPORTES, MOVILIDAD
Y AGENDA URBANA

VICEPRESIDENCIA
TERCERA DEL GOBIERNO

MINISTERIO
PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA
Y EL RETO DEMOGRÁFICO

CEDEX
CENTRO DE ESTUDIOS
Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS

Con el apoyo de:

Cooperación Española

FCAS Fondo de Cooperación para Agua y Saneamiento

BID
Banco Interamericano de Desarrollo

Diagramación y diseño: Financiado a través del Fondo AquaFund,
un fondo del BID apoyado por la AECID, el Gobierno de Suiza y Austria y la Fundación PepsiCo.

Contenido

Prefacio 5

Resolución Ministerial 9

Presentación - Ministro de Medio Ambiente y Agua 13

Presentación - Viceministro de Agua Potable y Saneamiento Básico 15

MÓDULO 0

Capítulo 1 Introducción 31

1.1 Antecedentes y justificación 33

1.2 Objetivos 34

1.3 Enfoque 35

1.4 Metodología 37

1.5 Estructura de la Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales 37

Referencias bibliográficas 41

Capítulo 2 Condicionantes del desarrollo del tratamiento de las aguas residuales en Bolivia 43

2.1 Características del territorio 46

2.1.1 Organización administrativa 46

2.1.2 Demografía 47

2.1.3 Zonas ecológicas y climatología 50

2.1.4 Usos y calidad de las masas de agua 53

2.2 Saneamiento 54

2.2.1 Marco competencial 54

2.2.2 Marco normativo 57

2.2.3 Planificación 60
2.2.4 Gestión 61
2.2.5 El estado actual del saneamiento 62
2.2.6 Gestión de los residuos 72
2.2.7 Gestión de las aguas pluviales 74

Referencias bibliográficas 75

Capítulo 3 La contaminación de las aguas y su tratamiento 77

3.1 La contaminación de las aguas 79

3.2 Los principales contaminantes de las aguas residuales 81

3.3 El tratamiento de las aguas residuales urbanas 85
3.1.1 Mecanismos de eliminación de los contaminantes 86

Referencias bibliográficas 99

MÓDULO 1

Capítulo 4 Información básica para la redacción de proyectos de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) 115

4.1 Normas técnicas existentes 118

4.2 Información de carácter administrativo 119

4.3 Población servida y población horizonte del proyecto 120

4.4 Instalaciones existentes de abastecimiento, alcantarillado y tratamiento de aguas residuales 124

4.5 Gestión de los sistemas de abastecimiento y saneamiento 127

4.6 Condicionantes para la selección del terreno en el que ubicar la PTAR 128

4.7 Condicionantes climáticas y geográficas del área de intervención 131

4.8 La gestión de las aguas de lluvia 132

4.9 Características del agua residual a tratar (caudales y cargas contaminantes), en los distintos horizontes temporales previstos 133
4.9.1 Campañas de aforo y muestreo de las aguas residuales 135
4.9.2 Estimación de los caudales y cargas a tratar en la PTAR 138

4.10 Calidad exigida al efluente tratado 141
4.11 Posible reúso de los efluentes tratados 143
Referencias bibliográficas 146

Capítulo 5 Líneas de tratamiento adoptadas y aspectos considerados en los dimensionamientos básicos 147

5.1 Consideraciones previas 150
5.2 Análisis de los tratamientos a considerar 151
5.2.1 Pretratamiento 152
5.2.2 Tratamientos primarios 152
5.2.3 Tratamientos anaerobios 153
5.2.4 Tratamientos extensivos 156
5.2.5 Tratamientos intensivos 158
5.2.6 Tratamientos de desinfección 161
5.2.7 Tratamiento de lodos 163
5.3 Líneas de tratamiento adoptadas 167
5.3.1 Tratamientos anaerobios 168
5.3.2 Tratamientos extensivos 169
5.3.3 Tratamientos intensivos 172
5.4 Aspectos considerados en cada tratamiento 174
5.4.1 Fundamentos 174
5.4.2 Rendimientos 174
5.4.3 Producción de lodos 175
5.4.4 Generación de biogás 175
5.4.5 Consumo de energía eléctrica 175
5.4.6 Dimensionamiento 175
5.4.7 Líneas de tratamiento 176
5.4.8 Características de las líneas de tratamiento 176
5.5 Dimensionamientos básicos a efectos de comparar tecnologías 179
5.5.1 Bases de partida 179
5.5.2 Consideraciones para las estimaciones de superficie, costos de construcción y de operación y mantenimiento 183
Referencias bibliográficas 192

Capítulo 6 Pozo de gruesos, obra de llegada, pretratamiento, medición de caudal y tratamientos primarios 193

6.1 Pozo de gruesos 196

6.2 Obra de llegada 197

6.2.1 Descripción y fundamentos 197

6.2.2 Criterios de dimensionamiento 198

6.2.3 Operación y mantenimiento 200

6.3 Pretratamiento 200

6.3.1 Desbaste 201

6.3.2 Desarenado 213

6.3.3 Desengrasado 221

6.3.4 Desarenado-desengrasado 224

6.3.5 Características constructivas de las etapas del pretratamiento 226

6.3.6 Operación y mantenimiento de las etapas del pretratamiento 228

6.3.7 Pretratamiento manual ***vs.*** mecanizado 232

6.4 Medición de caudales 233

6.4.1 Medición de caudal en canales abiertos 234

6.4.2 Medidores de caudal en conducciones en carga 236

6.4.3 Operación y mantenimiento 238

6.5 Tratamientos primarios 239

6.5.1 Tanque Sépticos 239

6.5.2 Tanques Imhoff 248

6.5.3 Sedimentación Primaria 258

Referencias bibliográficas 269

MÓDULO 2

Capítulo 7 Tratamientos secundarios 287

7.1 Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) 289

7.1.1 Fundamentos 289

7.1.2 Rendimientos 292

7.1.3 Producción de lodos 293

7.1.4 Generación de biogás 293

7.1.5 Consumo de energía eléctrica 293

7.1.6 Dimensionamiento 293
7.1.7 Línea de tratamiento propuesta 296
7.1.8 Características constructivas 308
7.1.9 Operación y mantenimiento 313
7.1.10 Ventajas e inconvenientes 315
Referencias bibliográficas 316
7.2 Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) 317
7.2.1 Fundamentos 317
7.2.2 Rendimientos 322
7.2.3 Producción de lodos 322
7.2.4 Generación de biogás 323
7.2.5 Consumo de energía eléctrica 324
7.2.6 Dimensionamiento 324
7.2.7 Línea de tratamiento propuesta 334
7.2.8 Características constructivas 346
7.2.9 Operación y mantenimiento 358
7.2.10 Ventajas e inconvenientes 360
Referencias bibliográficas 362
7.3 Lagunas de Estabilización 364
7.3.1 Fundamentos 364
7.3.2 Rendimientos 370
7.3.3 Producción de lodos 375
7.3.4 Consumo de energía eléctrica 376
7.3.5 Dimensionamiento 376
7.3.6 Línea de tratamiento propuesta 388
7.3.7 Características constructivas 403
7.3.8 Operación y mantenimiento 409
7.3.9 Ventajas e inconvenientes 411
Referencias bibliográficas 413
7.4 Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial 415
7.4.1 Fundamentos 415
7.4.2 Rendimientos 419
7.4.3 Producción de lodos 420
7.4.4 Consumo de energía eléctrica 420
7.4.5 Dimensionamiento 420

7.4.6 Líneas de tratamiento propuestas 430
7.4.7 Características constructivas 450
7.4.8 Operación y mantenimiento 457
7.4.9 Ventajas e inconvenientes 458
Referencias bibliográficas 460
7.5 Lombrifiltros 461
7.5.1 Fundamentos 461
7.5.2 Rendimientos 464
7.5.3 Producción de lodos 464
7.5.4 Consumo de energía eléctrica 465
7.5.5 Dimensionamiento 465
7.5.6 Línea de tratamiento propuesta 471
7.5.7 Características constructivas 484
7.5.8 Operación y mantenimiento 492
7.5.9 Ventajas e inconvenientes 493
Referencias bibliográficas 495
7.6 Filtros Percoladores 496
7.6.1 Fundamentos 496
7.6.2 Rendimientos 501
7.6.3 Producción de lodos 503
7.6.4 Consumo de energía eléctrica 503
7.6.5 Dimensionamiento 503
7.6.6 Líneas de tratamiento propuesta 515
7.6.7 Características constructivas 555
7.6.8 Operación y mantenimiento 565
7.6.9 Ventajas e inconvenientes 568
Referencias bibliográficas 569
7.7 Contactores Biológicos Rotativos (CBR) 570
7.7.1 Fundamentos 570
7.7.2 Rendimientos 574
7.7.3 Producción de lodos 574
7.7.4 Consumo de energía eléctrica 575
7.7.5 Dimensionamiento 575
7.7.6 Líneas de tratamiento propuesta 585
7.7.7 Características constructivas 608

7.7.8 Operación y mantenimiento 612
7.7.9 Ventajas e inconvenientes 614

Referencias bibliográficas 615

7.8 Aireación Extendida 617
7.8.1 Fundamentos 617
7.8.2 Rendimientos 620
7.8.3 Producción de lodos 621
7.8.4 Consumo de energía eléctrica 621
7.8.5 Dimensionamiento 621
7.8.6 Línea de tratamiento propuesta 650
7.8.7 Características constructivas 664
7.8.8 Operación y mantenimiento 668
7.8.9 Ventajas e inconvenientes 669

Referencias bibliográficas 670

MÓDULO 3

Capítulo 8 Tratamientos para la eliminación de nutrientes 687

8.1 Nitrificación 690
8.1.1 Oxidación de carbono y nitrificación en una sola etapa 693

8.2 Eliminación de nitrógeno 697
8.2.1 Desnitrificación 697

8.3 Eliminación de fósforo 706
8.3.1 Eliminación biológica de fósforo 706
8.3.2 Eliminación química del fósforo 710

8.4 Eliminación conjunta de nitrógeno y fósforo 712
8.4.1 Proceso A^2/O 713
8.4.2 Reactores SBR 714

Referencias bibliográficas 715

Capítulo 9 Tratamientos de desinfección 717

9.1 Características de las aguas tratadas de las diferentes líneas de tratamiento propuestas, a efectos de su desinfección 721

9.2 Tratamientos de desinfección aplicables a las aguas residuales tratadas 721

9.2.1 Cloración 722

9.2.2 Radiación UV 735

9.2.3 Lagunas de Maduración 751

9.2.4 Humedales Artificiales de Flujo Superficial 755

9.3 Selección de tratamientos para la desinfección de las aguas tratadas 763

9.3.1 Líneas de desinfección propuestas 764

Referencias bibliográficas 772

Capítulo 10 Reúso de las aguas tratadas 775

10.1 Visión general del reúso de las aguas tratadas 777

10.2 Beneficios y riesgos del reúso de las aguas tratadas 780

10.2.1 Riesgos del reúso de las aguas tratadas para la salud 782

10.2.2 Evaluación de riesgos en el reúso de las aguas tratadas 785

10.3 Pautas y normativas sobre el reúso de las aguas tratadas 786

10.3.1 Panorámica general 786

10.4 Estado del reúso de las aguas tratadas en Bolivia y en países limítrofes 797

10.4.1 La situación del reúso de aguas tratadas en Bolivia 797

10.4.2 El reúso de aguas tratadas en Brasil 801

10.4.3 El reúso de aguas tratadas en Chile 801

10.4.4 El reúso de aguas tratadas en Paraguay 802

10.4.5 El reúso de aguas tratadas en Perú 803

10.4.6 El reúso de las aguas tratadas en México 804

10.5 Tecnologías de regeneración 804

10.5.1 Tratamientos fisicoquímicos 805

10.5.2 Filtración 810

10.5.3 Tamices 816

10.5.4 Membranas 818

10.6 Esquema básico de un sistema de reúso 819

Referencias bibliográficas 821

Capítulo 11 Tratamiento de lodos 825

11.1 Producción y características de los lodos 828

11.2 Tecnologías de tratamiento 830

11.2.1 Espesamiento de lodos 832

11.2.2 Estabilización de lodos 842

11.2.3 Acondicionamiento de los lodos 857

11.2.4 Deshidratación de lodos 861

11.3 Líneas de tratamiento de lodos propuestas para los dimensionamientos básicos 900

Referencias Bibliográficas 908

Capítulo 12 Criterios de selección de las líneas de tratamiento 911

12.1 Elementos de los problemas de decisión 915

12.2 Metodología multicriterio aplicada a la selección de tratamientos de las aguas residuales 918

12.2.1 Conocimiento técnico 920

12.2.2 Estudios previos 921

12.2.3 Criterios de selección 921

12.3 Los criterios limitantes 948

12.4 La ponderación de los criterios de selección 950

12.5 La valoración de cada alternativa respecto a cada criterio de selección 951

12.6 La matriz de decisión 952

12.7 La selección final 954

Referencias bibliográficas 955

ANEXOS

Anexo 1 Detalles constructivos 971

Anexo 2 Cuadro de precios 989

Anexo 3 Glosario de términos 995

Anexo 4 Glosario de unidades 1047

Capítulo 8

Tratamientos para la eliminación de nutrientes

Capítulo 8

Tratamientos para la eliminación de nutrientes

Como se comentó en el Capítulo 3, los nutrientes (principalmente N y P) constituyen uno de los principales grupos de contaminantes presentes en las aguas residuales urbanas.

Si bien estos nutrientes son esenciales para el crecimiento de la biomasa responsable del tratamiento de las aguas residuales urbanas, un exceso de los mismos da lugar a fenómenos de eutrofización en las masas de agua, al provocar un crecimiento desmedido del fitoplancton presente en las mismas.

En este capítulo se analizan los distintos tratamientos disponibles para la eliminación de nitrógeno y fósforo, planteándose cuatro posibles escenarios, en función de las características del cuerpo receptor de las aguas tratadas en una PTAR, o de la posible reutilización directa de estas aguas:

- Tan sólo es necesario nitrificar.
- Se precisa la eliminación de nitrógeno.
- Se precisa la eliminación de fósforo.
- Se precisa la eliminación conjunta de nitrógeno y fósforo.

Para la eliminación del nitrógeno se describen en este capítulo tecnologías basadas en procesos de naturaleza biológica, mientras que para la eliminación del fósforo se recurre tanto al empleo de procesos biológicos como fisicoquímicos.

Las directrices específicas de cara a los dimensionamientos para la eliminación de nutrientes, en cada una de las líneas de tratamiento seleccionadas, se recogen en el Capítulo 7.

8.1 Nitrificación

El proceso de nitrificación consiste en la oxidación del nitrógeno amoniacal hasta nitrato. Intervienen en este proceso dos géneros bacterianos: *Nitrosomonas* y *Nitrobacter*. Los primeros oxidan el amoniaco a nitrito (producto intermedio), mientras que los segundos transforman el nitrito en nitrato. Ambas reacciones se pueden expresar de la siguiente forma:

$$NH_4^+ + \frac{3}{2}0_2 \xrightarrow{Nitrosomonas} NO_2^- + 2H^+ + H_2O$$

$$NO_2^- + \frac{1}{2}O_2 \xrightarrow{Nitrobacter} NO_3^-$$

La velocidad de formación de nitritos mediante *Nitrosomonas* en aguas residuales es sensiblemente inferior a la de formación de nitratos por *Nitrobacter,* por lo que la velocidad global de transformación de amonio en nitrato viene condicionada por la primera de estas reacciones, siendo limitante la concentración de amonio y no siendo significativa la presencia de nitritos (producto intermedio).

La fracción de nitrógeno, presente en las aguas residuales urbanas como nitrógeno orgánico biodegradable, se hidroliza a nitrógeno amoniacal con el concurso de microorganismos heterótrofos.

Es necesario tener presente que la transformación de nitrógeno amoniacal en nitrógeno en forma de nitrato no supone la eliminación del nitrógeno, aunque sí permite eliminar su demanda de oxígeno.

Los principales condicionantes que intervienen en estas reacciones biológicas son los siguientes *(Metcalf&Eddy*, 1998; *Larrea, 2016):*

- *Microorganismos nitrificantes:* las bacterias nitrificantes *(Nitrosomonas y Nitrobacter)* son microorganismos quimioautótrofos, estrictamente aerobios, que utilizan como fuente de energía reacciones inorgánicas de óxido-reducción; carbono inorgánico como fuente de carbono y oxígeno

como aceptor de electrones. Se trata de organismos extremadamente sensibles a gran cantidad de sustancias inhibidoras, tanto orgánicas como inorgánicas, que pueden impedir su crecimiento e inhibir su actividad.

- *Oxígeno disuelto:* estequiométricamente la oxidación de 1 gramo de N amoniacal a nitrato precisa 4,57 g de oxígeno (3 a 4 veces más que para estabilizar 1 g de materia orgánica). Como se ha comentado anteriormente, las bacterias nitrificantes son estrictamente aerobias, reduciendo significativamente su tasa de crecimiento por debajo 2 mg/L de oxígeno disuelto. Siendo más sensibles que las bacterias heterótrofas frente a la reducción del contenido en oxígeno disuelto en los reactores biológicos.

- *pH:* las bacterias nitrificantes son muy sensibles a pH inferiores a 7,0, dándose la tasa máxima de nitrificación en el rango 7,2-9,0. Como la nitrificación acarrea un elevado consumo de alcalinidad, si las aguas residuales a nitrificar no cuentan con la alcalinidad suficiente, se puede producir una bajada del pH, con la consiguiente reducción de la velocidad de nitrificación.

- *Alcalinidad:* el proceso de nitrificación consume gran cantidad de alcalinidad (8,64 mg de HCO_3^- por cada mg de nitrógeno amoniacal oxidado).

- *Temperatura:* la temperatura ejerce una gran influencia sobre las constantes de nitrificación, disminuyendo la tasa conjunta de nitrificación conforme disminuye este parámetro.
  Este parámetro adquiere gran relevancia a la hora del diseño de un proceso de nitrificación de las aguas residuales generadas en las distintas zonas ecológicas que se contemplan en la presente guía (Altiplano, Valles y Llanos), en las que se registran temperaturas muy diferentes y en las que las temperaturas más bajas obligan a incrementar notablemente el volumen de los reactores para alcanzar el grado de nitrificación deseado.

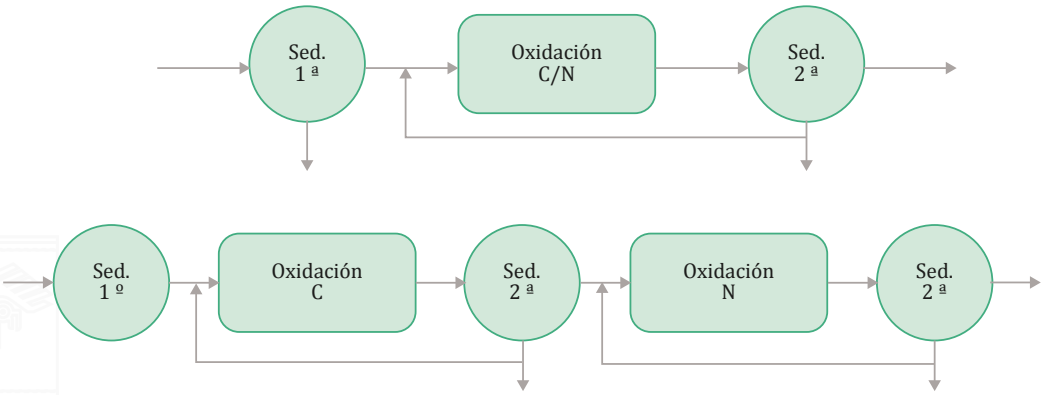
- *Presencia de tóxicos o inhibidores:* la concentración de amoniaco y nitrato afectan a la tasa máxima de crecimiento de *Nitrosomonas y Nitrobacter.*

- Relación DBO_5/NTK: la fracción de organismos nitrificantes en el licor mezcla de un proceso único de oxidación del carbono/nitrificación se relaciona con la relación DBO_5/NTK. Para valores de esta relación superiores a 5 decrece la fracción de organismos nitrificantes.

La aplicación de procesos de nitrificación a las aguas residuales urbanas se puede llevar a cabo tanto mediante el empleo de tecnologías de biomasa en suspensión (Lodos Activados en sus distintas modalidades), como de tecnologías de biomasa fija (Filtros Percoladores, Contactores Biológicos Rotativos, Humedales Artificiales, Lombrifiltros).

Tanto para el caso de tecnologías de biomasa en suspensión como de tecnologías de biomasa fija, la nitrificación se puede conseguir en el mismo reactor empleado para el tratamiento de la materia orgánica carbonada, o en un reactor independiente, situado a continuación del proceso de Lodos Activados convencional. Según sea uno u otro el caso, los procesos se nitrificación se clasifican en de "*etapa única*", o de *"etapas separadas"* (Figura 8.1).

Figura 8.1. Nitrificación en etapa única y etapas separadas.



Las principales ventajas e inconvenientes de ambos tipos de procesos de nitrificación se resumen en la Tabla 8.1 *(Metcalf&Eddy, 1998)* y, por su mayor sencillez, nos centraremos en los procesos de nitrificación en una sola etapa.

Tabla 8.1. Ventajas e inconvenientes de los procesos de nitrificación en una sola etapa y en etapas separadas.

Ventajas	Inconvenientes
Procesos de nitrificación en una sola etapa	
Procesos de biomasa en suspensión	
Se logra la oxidación del carbono y del amonio en un único reactor. Se alcanzan bajos contenidos de amoniaco en los efluentes.	La protección frente a tóxicos es nula. Se requieren grandes reactores en climas fríos. La estabilidad del proceso está vinculada a la correcta operación de la etapa de sedimentación secundaria, para el retorno de biomasa al reactor.
Ventajas	**Inconvenientes**
Procesos de nitrificación en una sola etapa	
Procesos de biomasa fija	
Se logra la oxidación del carbono y del amonio en un único reactor. Su estabilidad no está vinculada a la operación de la etapa de sedimentación secundaria, al estar los microorganismos fijados al relleno.	Se requieren grandes reactores en climas fríos.
Procesos de nitrificación en etapas separadas	
Procesos de biomasa en suspensión	
Buena protección frente a tóxicos. Operación estable.	Se requiere un mayor número de procesos unitarios que en el caso de una etapa única. Se requiere un cuidadoso control del lodo cuando la relación DBO_5/NTK es baja. La estabilidad del proceso está vinculada a la correcta operación de la etapa de sedimentación secundaria, para el retorno de biomasa al reactor.
Procesos de biomasa fija	
Buena protección frente a tóxicos. Su estabilidad no está vinculada a la operación de la etapa de sedimentación secundaria, al estar los microorganismos fijados al relleno.	Se requiere un mayor número de procesos unitarios que en el caso de una etapa única.

8.1.1 Oxidación de carbono y nitrificación en una sola etapa

La nitrificación se puede conseguir en cualquiera de las modalidades de Lodos Activados (flujo pistón convencional, mezcla completa, aireación extendida, etc.), lo único que se precisa es mantener condiciones adecuadas para el crecimiento de los organismos nitrificantes. En la mayoría de los climas cálidos, se puede conseguir una mayor nitrificación incrementando el tiempo medio de retención celular y el aporte de aire.

En este tipo de procesos:

- Se debe suministrar una cantidad de oxígeno adicional para el proceso de nitrificación.
- Se debe emplear un tiempo de retención celular más elevado, ya que las bacterias nitrificantes son muy diferentes de las bacterias heterótrofas responsables de la degradación de la materia orgánica, debido a su carácter estrictamente autótrofo, presentando una velocidad de crecimiento menor.
- En aguas residuales de baja alcalinidad se deben tomar las medidas oportunas que permitan la adición de un compuesto de carácter básico, dado que la actividad microbiana de las bacterias nitrificantes provoca una caída del pH.

En el caso de las tecnologías de biomasa fija (Filtros Percoladores, Contactores Biológicos Rotativos, Humedales Artificiales, Lombrifiltros), la nitrificación se puede conseguir ajustando los parámetros de funcionamiento, normalmente, reduciendo la carga aplicada.

Para el diseño de la etapa de nitrificación en los procesos de biomasa en suspensión (Aireación Extendida), la edad del lodo (θ) con la que debe trabajarse para conseguir la nitrificación, se relaciona con la temperatura de operación de acuerdo con la expresión siguiente:

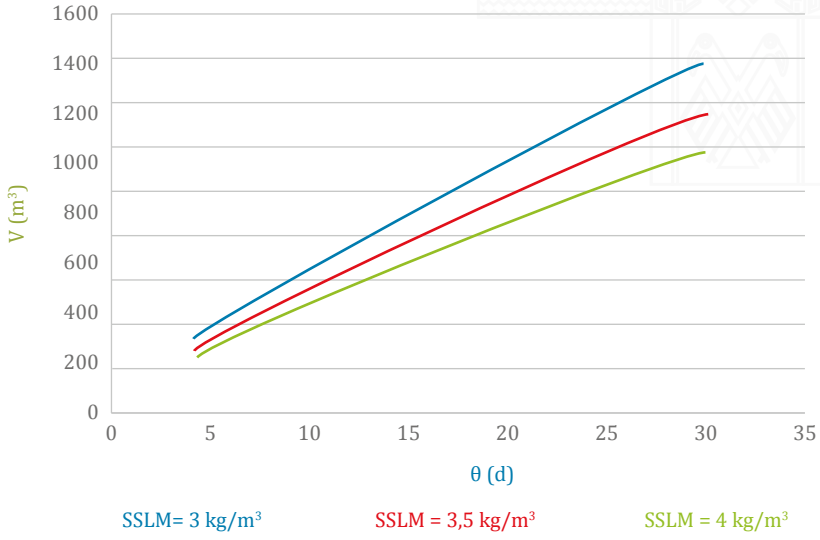
$$\theta \geq 25 \cdot 1{,}072^{(12-T)}$$

Siendo:

θ: edad del lodo (d)
T: temperatura media del agua en el mes más frío (ºC)

Conocidas la edad del lodo y la concentración con la que se va a trabajar en el licor mezcla (SSLM), el volumen necesario del reactor para conseguir la nitrificación puede determinarse haciendo uso de la siguiente gráfica *(Larrea, 2016)*.

Figura 8.2. Determinación del volumen del reactor para nitrificar, en función de la edad del lodo y de los SSLM.



Para los procesos de biomasa fija, la Norma ATV-DVWK-A-281E (Dimensioning of Trickling Filters and Rotating Biological Contactors), propone que para nitrificar se trabaje de la forma siguiente:

- Filtros Percoladores que empleen relleno de origen mineral o relleno plástico, con una superficie específica mínima de 100 m^2/m^3:
  - Carga orgánica volumétrica: ≤0,4 kg $DBO_5/m^3/d$
  - Carga de nitrógeno volumétrica: ≤0,1 kg $NTK/m^3/d$

El volumen total de material de soporte para lograr la nitrificación viene dado por la suma de los volúmenes necesarios para cumplir los requisitos de carga volumétrica y de carga de nitrógeno.

- Contactores Biológicos Rotativos:

  Operando en tres etapas:

  - Carga orgánica superficial: ≤8 g $DBO_5/m^2/d$
  - Carga de nitrógeno superficial: ≤1,6 g $NTK/m^2/d$

Operando en cuatro etapas:

- Carga orgánica superficial: ≤10 g $DBO_5/m^2/d$
- Carga de nitrógeno superficial: ≤2,0 g $NTK/m^2/d$

La superficie total del rotor del CBR para lograr la nitrificación viene dada por la suma de las superficies necesarias para cumplir los requisitos de carga orgánica superficial y de carga de nitrógeno.

La Tabla 8.2 muestra los porcentajes de nitrificación que se alcanzan en los Filtros Percoladores (empleando relleno de piedras y de plástico), en función de la carga aplicada *(WPCF, 1983)*.

Tabla 8.2. Cargas típicas para nitrificación en Filtros Percoladores.

	Porcentaje de nitrificación (%)	Carga ($kg\ DBO_5/m^3/d$)
Filtro Percolador con relleno de piedras	75 - 85 85 - 95	0,16 - 0,096 0,096 - 0,048
Filtro Percolador con relleno plástico	75 - 85 85 - 95	0,288 - 0,192 0,192 - 0,096

Se observa, que en los Filtros Percoladores con relleno de piedras, para un mismo rendimiento de nitrificación que para relleno plástico, se ha de disminuir la carga orgánica al sistema. No obstante los rendimientos expuestos de nitrificación no deben asociarse directamente con las cargas definidas pues, como se ha comentado, la influencia de la temperatura en los procesos de nitrificación es muy acusada y puede hacer variar de forma significativa la carga requerida.

Cargas orgánicas elevadas propician el desarrollo de bacterias heterótrofas frente a las nitrificantes (que son autótrofas), lo cual se mitiga en parte en los Filtros Percoladores de relleno plástico, ya que disponen de mayor superficie de colonización y de más capacidad de ventilación.

8.2 Eliminación de nitrógeno

Para la eliminación biológica del nitrógeno se recurre a la concatenación de dos procesos diferenciados, la nitrificación de las formas amoniacales y la desnitrificación de las formas nítricas. La nitrificación se ha visto en el apartado anterior, por lo que este se centra en la desnitrificación.

8.2.1 Desnitrificación

La conversión del nitrógeno en forma nítrica a formas gaseosas del nitrógeno la llevan a cabo bacterias heterótrofas facultativas (*Achromobacter, Aerobacter, Alcaligenes, Bacillus, Brevibacterium, Flavobacterium,* etc.), bajo condiciones de anoxia, en un proceso que consta de dos etapas. El primer paso consiste en la conversión del nitrato en nitrito y, a continuación, se producen óxido nítrico, óxido nitroso y nitrógeno gas.

$$NO_3^- \rightarrow NO_2^- \rightarrow NO \rightarrow N_2O \rightarrow N_2$$

Las tres últimas formas del nitrógeno son gaseosas y se liberan a la atmósfera.

Como tales organismos heterótrofos, para las bacterias desnitrificantes la fuente de energía y de carbono celular es la materia orgánica presente en las aguas residuales, mientras que el aceptor de electrones son los nitratos.

Los principales factores que intervienen en estas reacciones biológicas de desnitrificación son los siguientes *(Metcalf&Eddy, 1998; Larrea, 2016):*

- *Oxígeno disuelto:* es un parámetro crítico, pues su presencia suprime el sistema enzimático necesario para el desarrollo del proceso de desnitrificación. La desnitrificación en reactores anóxicos por microorganismos facultativos heterótrofos se reduce drásticamente por la presencia de oxígeno disuelto, puesto que este es utilizado en lugar de los nitratos para la degradación de la materia orgánica.

- *pH:* su valor óptimo se sitúa en el rango 7-8. La conversión de los nitratos en nitrógeno gaseoso provoca un incremento del pH. Las bacterias desnitrificantes son menos sensibles al efecto del pH que las nitrificantes.

- *Temperatura:* afecta a la tasa de eliminación del nitrato y a la de crecimiento microbiano. Las bacterias desnitrificantes son menos sensibles

al efecto de la temperatura que las nitrificantes. Por ello, en el caso de la desnitrificación, la temperatura tiene menor relevancia a la hora del diseño de la eliminación de nitrógeno en las aguas residuales urbanas generadas en las distintas zonas ecológicas bolivianas.

- *Presencia de carbono asimilable:* se estima en 3 g de DBO_5 no decantable la cantidad necesaria para la reducción de un gramo de nitrato. Las necesidades de carbono se pueden cubrir con fuentes internas, tales como el propio agua residual y la materia celular, o con fuentes externas (por ejemplo, metanol).

La tasa de desnitrificación se puede describir mediante la siguiente expresión *(Metcalf&Eddy, 1998)*:

$$U'_{DN} = U_{DN} \cdot 1{,}09^{(T-20)} (1 - OD)$$

Donde:

U'_{DN}: tasa global de desnitrificación
U_{DN}: tasa de desnitrificación específica (g N-NO_3/g MLSSV/día). Para aguas residuales urbanas su valor oscila entre 0,03-0,11 en el rango de temperaturas de 15 a 27 ºC.
T: temperatura del agua residual (ºC)
OD: oxígeno disuelto en el agua residual (mg/l)

El método de eliminación biológica del nitrógeno por nitrificación/desnitrificación suele ser el más adecuado por las siguientes razones:

- Elevado rendimiento potencial de eliminación de nitrógeno.
- Alta estabilidad y fiabilidad del proceso.
- Relativa facilidad de control del proceso.
- Reducidas necesidades de espacio.
- Costo moderado.

8.2.1.1 Clasificación de los procesos de nitrificación/desnitrificación

Biomasa en suspensión

En función de que los procesos de nitrificación/desnitrificación se lleven a cabo de forma conjunta, o en reactores separados, se distingue entre los sistemas de etapa simple y los de sistemas de doble etapa.

Por su mayor simplicidad de operación, se ha optado por desarrollar en la guía los sistemas de etapa simple, y dentro de ellos: el Proceso Ludzack-Ettinger, los Canales de Oxidación y los Reactores Secuenciales Discontinuos (SBR), que son los más empleados en el caso de los procesos de biomasa en suspensión.

Proceso A/O o proceso Ludzack-Ettinger

En el proceso Ludzack-Ettinger (Figura 8.3), conocido también como proceso D-N (Desnitrificación-Nitrificación) y que es el más usado en la actualidad, cabe destacar:

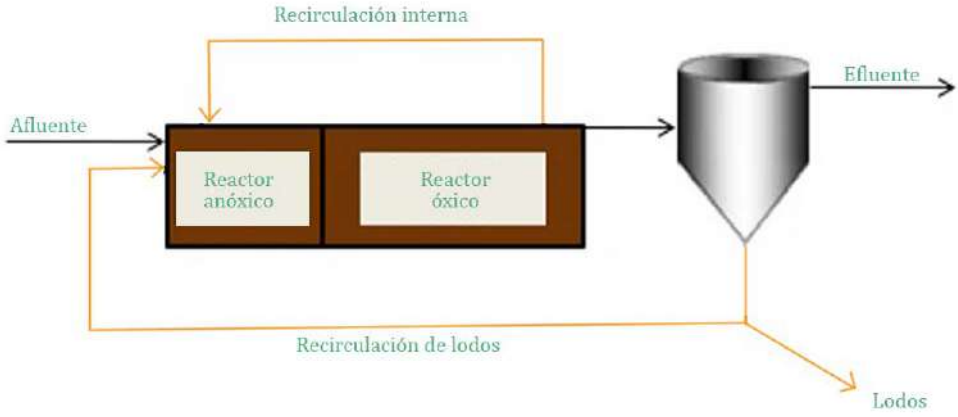
- Las aguas residuales ingresan en un reactor anóxico, donde las bacterias heterótrofas procedentes de la recirculación de los lodos desde el sedimentador secundario, eliminan la materia orgánica del agua afluente, utilizando los nitratos proporcionados por la propia recirculación de lodos y por una recirculación interna de licor mixto. Esta última corriente se emplea porque la recirculación de lodos no aporta la cantidad suficiente de nitratos para conseguir una elevada eliminación de los mismos. Además, un incremento del caudal de recirculación de lodos podría perturbar el funcionamiento del sedimentador secundario.

- En el reactor anóxico se utiliza y elimina toda la materia orgánica fácilmente biodegradable y parte de la lentamente biodegradable, contribuyendo a la generación de biomasa heterótrofa. El resto de materia lentamente biodegradable se utiliza y oxida en el reactor aerobio.

- El nitrógeno total Kjeldhal (NTK) afluente pasa por el reactor anóxico (diluido por las recirculaciones) sin apenas sufrir variaciones (excepto el nitrógeno requerido para la síntesis de biomasa heterótrofa) y se oxida a nitratos en el reactor aerobio.

- En condiciones de diseño habituales, el proceso produce concentraciones de nitratos en el efluente de 4-10 mg N/L, lo que sumado a un NTK efluente de unos 5 mg N/L, resulta en un total de 10-15 mg N/L de nitrógeno total.

Figura 8.3. Proceso Ludzak-Ettinger.



El proceso Ludzack-Ettinger presenta las ventajas siguientes:

- Al ser muy bajas las concentraciones de nitratos en el sedimentador secundario, se reduce notablemente los posibles procesos de desnitrificación, lo que provocaría el ascenso de parte de los lodos decantados.

- Dado que parte de la biodegradación de materia orgánica tiene lugar en el reactor anóxico, se produce alcalinidad, que reduce el consumo global de alcalinidad debida a la nitrificación.

- En la zona anóxica hay un consumo de nitratos en lugar de oxígeno, lo que reduce los requerimientos globales de oxígeno.

Para el diseño de un proceso de nitrificación/desnitrificación la edad de lodo necesaria vendrá dada por:

$$\theta_{global} = \theta_{anóxico} + \theta_{aerobio}$$

Por tanto:

$$\theta_{global} = \frac{\theta_{aerobio}}{1 - f_x}$$

Siendo:

θ_{global}: edad del lodo total (d)
$\theta_{anóxico}$: edad de lodo en la zona anóxica (d)
$\theta_{aerobio}$: edad del lodo en la zona óxica (d)
f_x: fracción másica del reactor anóxico. En este caso igual a la fracción de volumen, dado que la concentración de SST en el reactor anóxico es igual a la del reactor aerobio.

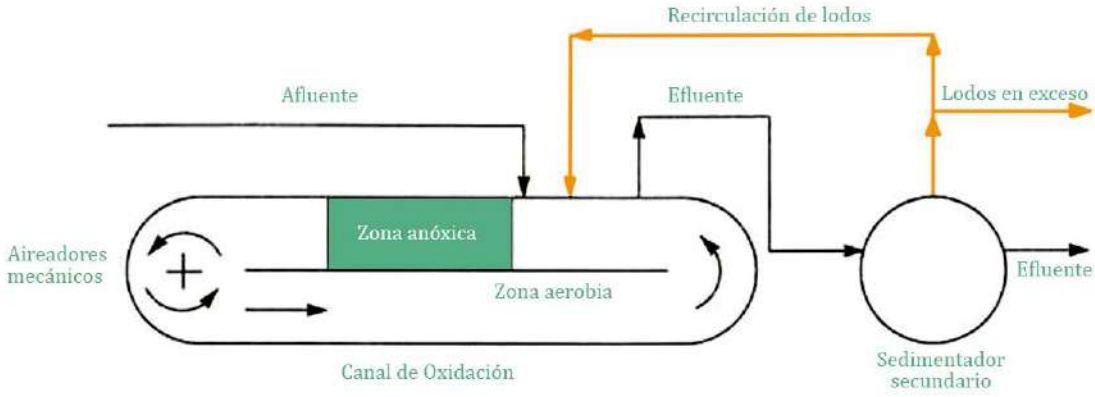
De forma práctica, el porcentaje de zona anóxica (con relación al volumen total del reactor biológico), varía entre el 20 y el 50% (para el rango de temperaturas de 10-12 ºC), dependiendo de la relación existente entre los nitratos a desnitrificar y la DBO_5 de entrada al reactor, de forma que cuanto mayor sea esta relación, mayor será el porcentaje de anoxia necesario. En caso de no disponer de información sobre esta relación, se recomienda un mínimo de un 30% de zona anóxica en el reactor *(MARM, 2010)*.

En lo referente a la recirculación interna, esta varía en función del porcentaje de nitrógeno que se quiera eliminar, recomendándose un valor mínimo de tres veces el caudal medio.

Canales de Oxidación

En este tipo de sistema de tratamiento de las aguas residuales, el licor mezcla fluye dando vueltas en un canal cerrado. En este canal se establecen, de forma alternada, zonas aerobias y anóxicas, al oxigenarse tan sólo determinados tramos del canal. El líquido se desplaza a una velocidad relativamente alta, al objeto de mantener el lodo en suspensión, asemejándose a un proceso D-N con muy alta recirculación interna (Figura 8.4) *(Metcalf&Eddy, 1998)*.

Figura 8.4. Esquema de un Canal de Oxidación.



El oxígeno se transfiere en un tramo relativamente corto, por lo que debido a la velocidad de circulación, existe un largo tramo con oxígeno decreciente, donde tiene lugar una nitrificación y desnitrificación simultáneas, lográndose, finalmente, un tramo anóxico.

El efluente del reactor se extrae del final de la zona aerobia para su clarificación.

Los Canales de Oxidación presentan el inconveniente de que es complicado el control de la desnitrificación, ya que no se dispone de la posibilidad de actuar sobre la recirculación, como en el caso del proceso D-N.

Figura 8.5. PTAR operando con Canales de Oxidación (Matosinhos, Portugal).

Figura 8.6. PTAR de Viacha (Bolivia), basada en Canales de Oxidación.

Reactores Secuenciales Discontinuos (SBR)

El tratamiento de las aguas residuales mediante Reactores Secuenciales Discontinuos *(Sequencing Batch Reactor, SBR)*, se encuadra dentro de la modalidad de Lodos Activados y presenta la peculiaridad de que la degradación de los contaminantes y la sedimentación ocurren en un sólo reactor, en etapas separadas temporalmente.

Los SBR operan en uno o más ciclos, que se componen de las siguientes fases:

1. **Llenado**: durante la primera fase del ciclo, el agua residual a tratar se introduce en el reactor secuencial. En esta fase el licor mezcla del reactor biológico puede mantenerse en reposo o, por el contrario, puede estar en agitación y/o aireación. En el primer caso se denomina llenado estático y se caracteriza por no promover las reacciones biológicas. En el segundo caso, la fase de llenado se superpone con la fase de reacción, en la que tienen lugar los procesos bioquímicos que permiten la depuración del agua residual. Las condiciones ambientales del llenado se pueden ajustar a la estrategia de depuración adoptada. De hecho, es posible alternar el llenado con agitación y aireación, para favorecer las reacciones de eliminación de nutrientes (nitrógeno, principalmente, y fósforo).

2. **Reacción:** en esta fase se produce la degradación de la materia orgánica y nutrientes presentes en el agua residual. La fase de reacción puede comenzar con una etapa no aireada, en la que se instauran condiciones de anoxia-anaerobiosis, que favorecen la eliminación biológica del fósforo y las reacciones de desnitrificación. Durante este periodo, los sistemas de aireación se activan durante pocos segundos para homogeneizar el contenido del reactor, aunque para este mismo fin pueden emplearse agitadores. Posteriormente, se inicia una fase de aireación para la oxidación de la materia carbonosa y nitrogenada, que se interrumpe por periodos de ausencia de oxígeno, en los que se produce la reducción de los nitratos y nitritos (desnitrificación).

3. **Sedimentación:** en esta fase se interrumpe la aireación y mezcla del reactor, para proporcionar condiciones favorables para la sedimentación del lodo activo.

4. **Vaciado:** el agua residual clarificada,una vez separada del manto de lodos al finalizar la fase de decantación, es retirada del reactor.

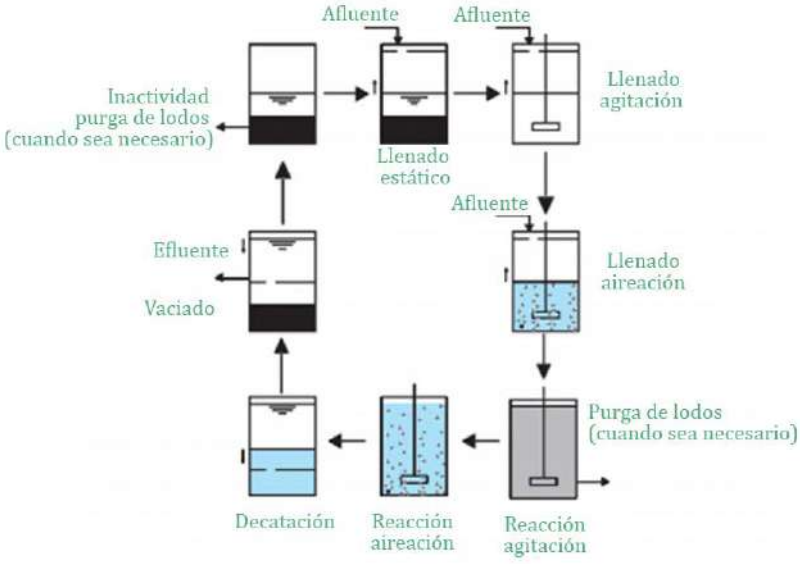
5. **Fase inactiva:** esta fase es opcional.

La duración de cada una de las etapas y del ciclo completo de 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 afluente y las exigencias de calidad impuestas al efluente. Para promover la eliminación de nutrientes, es suficiente establecer fases con condiciones ambientales adecuadas para promover los mecanismos de asimilación, o eliminación, por parte de los microorganismos.

La retirada de los lodos en exceso se puede efectuar al final de la etapa de reacción, o en las etapas de sedimentación, vaciado o inactividad.

En la Figura 8.7 se muestra el ciclo de funcionamiento de un reactor SBR.

Figura 8.7. Esquema del ciclo de funcionamiento de un Reactor Secuencial Discontinuo (SBR).



Los principales parámetros para el diseño de los Reactores Secuenciales, cuando su objetivo es la eliminación conjunta de materia orgánica y nitrógeno, se recogen en la Tabla 8.3 *(EPA, 1999)*.

Tabla 8.3. Parámetros para el diseño de los Reactores Secuenciales.

Parámetro	Valores recomendados
Carga másica (kg DBO_5/kg SSLM/d)	0,04 - 0,07
Edad del lodo (d)	20 - 25
Duración del ciclo de tratamiento (h)	4 - 24
SSLM (mg/L)	3.000 - 5.000
TRH (h)	Variable

Biomasa fija

Para la eliminación del nitrógeno en los sistemas de biomasa fija, en el caso de los Filtros Percoladores, se requiere diseñar un filtro de baja carga para nitrificar inicialmente. Si la carga a desnitrificar es baja, se puede recurrir, a base de recirculación, a la desnitrificación en el pretratamiento y en el tratamiento primario, de la línea de tratamiento. Operando de esta forma, se pueden alcanzar rendimientos de eliminación de nitrógeno del 40-80%, dependiendo del agua residual de entrada y del nivel de recirculación.

Si la carga a desnitrificar es alta, es preciso instalar un tanque anóxico previo al filtro, o al sedimentador primario. También se puede logar la desnitrificación en otro Filtro Percolador, que opere en régimen de alta carga, con elevadas recirculaciones.

Para la desnitrificación en los CBR se comienza a trabajar con unidades que cuentan con una zona anóxica en cabecera del contactor, a la que se recirculan los efluentes nitrificados en las etapas posteriores del sistema de tratamiento.

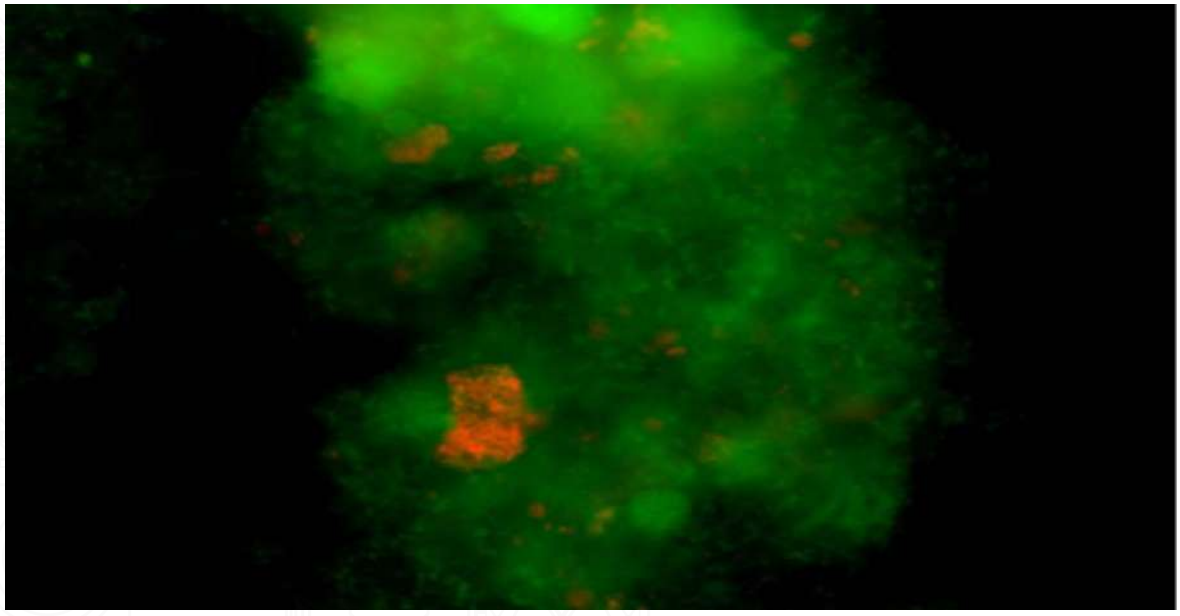
8.3 Eliminación de fósforo

8.3.1 Eliminación biológica de fósforo

Se puede lograr una elevada eliminación de fósforo en sistemas donde los lodos biológicos se someten a condiciones anaerobias (para lograr la liberación de este nutriente), seguidas de una fase aerobia (para la acumulación del fósforo soluble). Ello es posible gracias al concurso de unas bacterias heterótrofas, denominadas PAO (Poliphosphate Accumulating Organisms) (Figura 8.8), que liberan fósforo en condiciones anaerobias y lo acumulan en condiciones aerobias.

Estas bacterias, del género *Acinetobacter,* son de crecimiento lento y tienen preferencia por los ácidos grasos volátiles (AGV) de cadena corta.

Figura 8.8. Flóculo de Lodo Activo, en rojo bacterias PAO *(Real, 2016)*.



Los mecanismos que intervienen en estos procesos son los siguientes:

Fase anaerobia

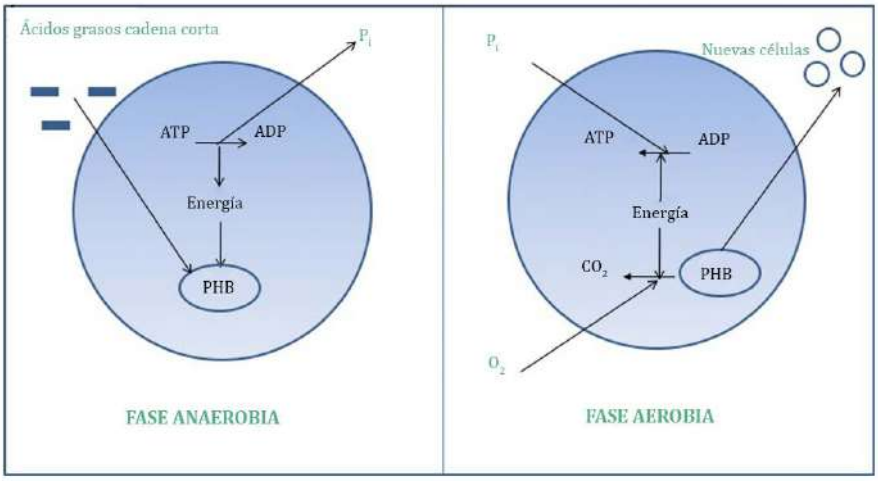
En esta fase, el acetato y otros ácidos grasos de cadena corta (AGV), productos de la fermentación anaerobia, son captados y almacenados dentro de las bacterias PAO, en forma de poli-ßhidroxi-butirato (PHB). Cuando las bacterias captan compuestos orgánicos solubles y forman productos de almacenamiento intracelular, deben gastar energía, la cual se consigue de forma anaerobia al romper los enlaces entre los fosfatos almacenados en las cadenas inorgánicas de polifosfatos (Figura 8.9). Este proceso tiene como resultado la liberación de ortofosfatos y un consumo de materia orgánica (Figura 8.10).

Fase aerobia

En esta fase, la materia orgánica carbonada presente en el seno del líquido es oxidada, y posteriormente, el sustrato orgánico anteriormente almacenado en forma de PHB se oxida por vía aerobia a CO_2, agua y nuevas células, mientras que los ortofosfatos solubles presentes en el medio se captan rápidamente para conseguir una nueva síntesis de polifosfatos intracelulares (Figura 8.9).

De acuerdo con este mecanismo, el nivel de fósforo eliminado por vía biológica se encuentra relacionado de forma directa con la cantidad de sustrato que pueda ser fermentado por los microorganismos en la fase anaerobia, y luego asimilado y almacenado como productos de fermentación.

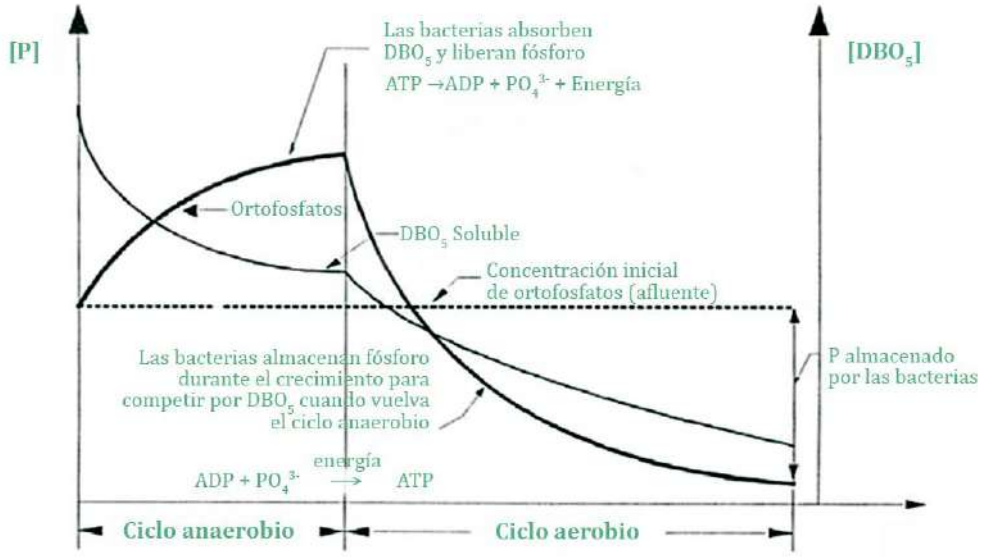
Figura 8.9. La eliminación biológica del fósforo (elaboración propia).



Eliminación del fósforo

Esta eliminación tiene lugar en la purga de los lodos en exceso, que periódicamente se lleva a cabo en el proceso de tratamiento (Figura 8.10) *(WEF y ASCE, 1992)*.

Figura 8.10. Evolución de las concentraciones de P y DBO_5 a lo largo del proceso de eliminación Biológica del fósforo.



Dada la capacidad de las PAO de asimilar AGV en la fase anaerobia, estas bacterias tienen una ventaja competitiva frente a las bacterias heterótrofas normales pero, al ser de crecimiento lento, no podrían estar presentes en concentraciones significativas en los procesos de Lodos Activados de no ser por la existencia de la zona anaerobia.

En la eliminación biológica del fósforo influyen los parámetros de operación siguientes:

- pH: debe estar comprendido entre 7 y 8.
- Temperatura: las bajas temperaturas afectan significativamente a la eliminación biológica del fósforo.
- Concentración de oxígeno disuelto en el reactor aerobio: debe ser ≥2mg/l.

Desde el punto de vista del dimensionamiento, el principal parámetro operativo para la eliminación biológica del fósforo es la edad del lodo, o tiempo de retención celular (SRT). Con relación a los tiempos de retención (TRH), en la zona anaerobia se suelen operar con 1-2 horas *(Metcalf&Eddy, 1998)*.

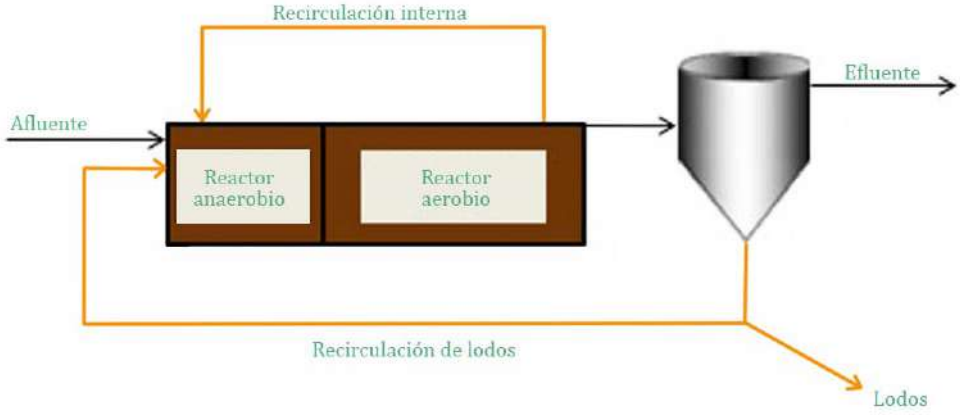
Dentro de los diferentes procesos existentes para la eliminación del fósforo vía biológica, se ha seleccionado, por su simplicidad, el Proceso A/O. Este proceso se emplea para llevar a cabo de forma conjunta la oxidación de la materia carbonada y la eliminación del fósforo presentes en las aguas residuales urbanas.

El Proceso A/O es un sistema de cultivo en suspensión de lodo único, que combina secuencialmente etapas anaerobias y aerobias (Figura 8.11).

El lodo sedimentado se recircula a la zona anaerobia. En estas condiciones, el fósforo presente en los lodos y en el agua residual se libera en forma de fosfatos solubles. En esta etapa también se alcanza una cierta reducción de la DBO_5.

Posteriormente, el fósforo es asimilado por la biomasa en la etapa aerobia y se separa de la corriente líquida en la corriente de purga de los lodos en exceso.

Figura 8.11. El Proceso A/O para la eliminación biológica de fósforo.



La concentración de fósforo en el efluente tratado depende fundamentalmente de la relación DBO_5/P en el agua residual. Si esta relación es superior a 10 se pueden alcanzar concentraciones de fósforo soluble ≤1mg/L. Para valores inferiores de esta relación, para conseguir bajas concentraciones de fósforo en los efluentes tratados, se puede recurrir a la adición de sales metálicas al proceso de tratamiento.

Los parámetros de diseño del Proceso A/O para la eliminación de fósforo se muestran en la tabla adjunta *(Metcalf&Eddy, 1998)*.

Tabla 8.4. Parámetros de diseño del Proceso A/O.

Parámetro	Valor recomendado
Carga másica (kg DBO_5/kg SSVLM/d)	0,2 - 0,7
Edad del lodo (d)	2 - 15
SSLM (mg/L)	2.000 - 4.000
TRH (h)	Zona anaerobia: 0,15 - 1,5 Zona aerobia: 1,0 - 3,0
Recirculación de lodos (%)	25 - 40

8.3.2 Eliminación química del fósforo

Aunque conlleva elevados costos de operación, la eliminación vía química del fósforo sigue teniendo un importante nivel de aplicación, dado que la eliminación biológica es relativamente reciente y cuenta con una importante dificultad del control operativo del proceso. Además, aplicando tan sólo la eliminación biológica, a veces no se llegan a alcanzar los requisitos que se exigen en ciertas normativas (≤1 mg P/L), lo que hace necesaria su combinación con la eliminación química.

Mediante la adición a las aguas residuales urbanas de ciertos productos químicos, se logra la precipitación de una parte importante del fósforo presente en las mismas en forma de fosfatos insolubles, que se separan posteriormente en las etapas de sedimentación primaria o secundaria.

Como agentes químicos para lograr esta precipitación suele recurrirse al empleo de cal y de sales metálicas.

En el caso del empleo de cal, que se suele usar en forma de $Ca(OH)_2$, la reacción que tiene lugar es la siguiente:

$$5Ca^{2+} + 3HPO_{4^-} + 4\ OH^- \rightleftharpoons Ca_5OH\ (PO_4)_3 + 3H_2O$$

La cal reacciona con los fosfatos para precipitar hidroxiapatito cálcico. Para conseguir una estabilidad suficiente, de los precipitados que se van formando, es necesario trabajar a un pH comprendido entre 10,5 y 11,5. La dosis de cal a emplear es independiente de la cantidad de fósforo a eliminar, siendo función de las características propias de las aguas residuales a tratar (especialmente de su contenido en bicarbonatos).

En el caso del empleo de sales metálicas se recurre fundamentalmente a sales de hierro (cloruro férrico ($FeCl_3$), sulfato ferroso ($FeSO_4$) y sulfato férrico ($Fe_2(SO_4)_3$) y de aluminio (sulfato de aluminio ($Al_2(SO_4)_3$) y aluminato sódico ($NaAlO_2$)), que dan lugar a las reacciones siguientes:

1. Sales de hierro. En el caso del cloruro férrico:

$$FeCl_3.6H_2O + H_2PO_4^- + 2HCO_3^- \rightleftharpoons FePO_4 + 3Cl^- + 2CO_2 + 8H_2O$$

2. Sales de aluminio. En el caso del sulfato de aluminio:

$$Al_2(SO_4)_3.14H_2O + 2H_2PO_4^- + 4HCO_3^- \rightleftharpoons 2AlPO_4 + 4CO_2 + 3SO_4^{2-} + 18\,H_2O$$

De acuerdo con ambas reacciones, estequiométricamente se requieren 5,2 gramos de cloruro férrico y 9,6 gramos de sulfato de aluminio, por gramo de fósforo eliminado. Sin embargo, en realidad se requieren dosis superiores para satisfacer otras reacciones que se dan en paralelo. También, es habitual la adición conjunta de coagulantes.

Cuando se emplean sales de hierro, para llegar a alcanzar una concentración de 1 mg P/L en el agua tratada, se recomienda el siguiente ratio guía para el tratamiento de aguas residuales típicamente urbanas: Fe/P. 1,5/1,0.

En función de la etapa del tratamiento de las aguas residuales en la que se procede a la adición de los agentes químicos, con el objetivo de lograr la precipitación del fósforo, se distinguen tres tipos de procesos de desfosfatación química:

- Preprecipitación: los productos químicos se adicionan al agua residual bruta y la eliminación del fósforo precipitado tiene lugar en el lodo primario.

- Precipitación simultánea: los precipitados de fósforo se eliminan con el lodo biológico secundario, cabiendo dos posibilidades:

- La adición se efectúa en el efluente del tratamiento primario.
- La adición se efectúa en el propio licor mezcla.

- Postprecipitación: la adición tiene lugar en el efluente del tratamiento biológico, eliminándose los precipitados en un equipo de separación adicional, por clarificación o filtración.

La precipitación simultánea es uno de los procedimientos más utilizados en la eliminación química del fósforo, puesto presenta las ventajas de requerir una baja inversión, que se limita a la instalación del almacenamiento de reactivos y del equipo de dosificación de los mismos, al llevarse a cabo la desfosfatación en el propio reactor biológico.

En el caso de las sales de hierro y de aluminio, estas se pueden añadir en varios puntos del proceso de tratamiento, pero debido a que los polifosfatos y el fósforo orgánico son menos fáciles de eliminar que los ortofosfatos, la adición de estas sales después del tratamiento secundario suele producir los mejores resultados.

En lo referente a los residuos que se generan en la eliminación química del fósforo, se estima que se generan 11 g de materia seca por cada g de fósforo eliminado.

Se aconseja la realización de ensayos de jarras para determinar las dosis correctas de reactivos, en función de las concentraciones de fósforo en las aguas afluentes y del porcentaje de eliminación que sea preciso alcanzar.

8.4 Eliminación conjunta de nitrógeno y fósforo

Se han desarrollado numerosos procesos biológicos para conseguir la eliminación conjunta del nitrógeno y del fósforo mediante la combinación de zonas o comportamientos aerobios, anóxicos y anaerobios. Algunos de estos sistemas nacieron como métodos para la eliminación del fósforo, evolucionando más tarde para convertirse en sistemas de eliminación conjunta de nitrógeno y fósforo.

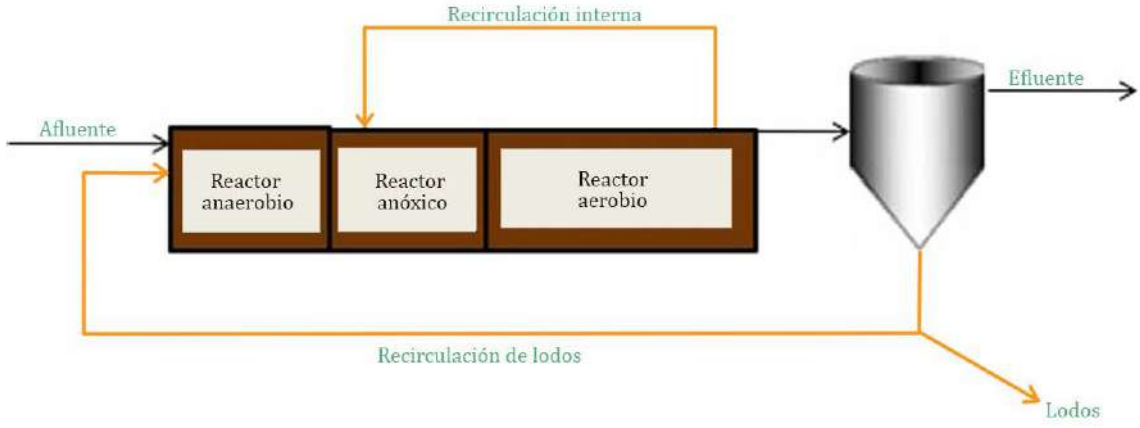
Entre estos procesos caben destacar: Proceso Bardenpho de 5 etapas (Phoredox), Proceso UCT, Proceso UCT modificado, Proceso Johannesburgo, Proceso VIP, Proceso Bardenpho de 3 etapas (A^2/O) y reactores SBR. Este apartado se centrará en estos dos últimos procesos.

Se describe a continuación el proceso A^2/O y se comentan los reactores SBR.

8.4.1 Proceso A^2/O

En aquellos casos en los que la concentración de N_T en los efluentes tratados se encuentre en el rango de 7-12 mg N/L y la relación DQO/P_T en las aguas residuales brutas sea mayor de 40, se recomienda el empleo del Proceso A^2/O. Este proceso cuenta con tres zonas (anaerobia, anóxica y aerobia), dispuestas en serie, con una recirculación de los lodos decantados en el sedimentador secundario a la zona anaerobia y una recirculación interna de la zona óxica a la anóxica (Figura 8.12).

Figura 8.12. Proceso A^2/O para la eliminación conjunta de nitrógeno y fósforo.



Los nitratos que recibe la zona anaerobia, a través de la recirculación de los lodos sedimentados, pueden afectar a la eliminación de fósforo. Este efecto negativo se minimiza en aquellos casos en los que la relación DQO/P_T es mayor de 40.

Los parámetros de diseño del Proceso A^2/O para la eliminación conjunta de nitrógeno y fósforo se muestran en la tabla adjunta *(adaptada de Metcalf&Eddy, 1998)*.

Tabla 8.5. Parámetros de diseño del Proceso A^2/O.

Parámetro	Valor recomendado
Carga másica (kg DBO_5/kg SSVLM/d)	0,15 - 0,25
Edad del lodo (d)	15 - 20
SSLM (mg/L)	3.000 - 5.000
TRH (h)	Zona anaerobia: 0,15 - 1,5 Zona anóxica: 0,5 - 1,0 Zona aerobia: 3,0 - 6,0
Recirculación de lodos (%)	20 - 50
Recirculación interna (%)	100 - 300

8.4.2 Reactores SBR

Los fundamentos de este tipo de reactores ya se han visto con anterioridad al hablar de la eliminación biológica del nitrógeno.

En los reactores SBR la eliminación conjunta de nitrógeno y fósforo tiene lugar mediante etapas anaerobias y aerobio-anóxicas consecutivas.

Este tipo de reactores se aplican a un amplio abanico de tamaños poblacionales. En las pequeñas comunidades normalmente se emplean dos reactores SBR (con o sin depósito de acumulación/ homogeneización previo), dispuestos en paralelo, para hacer posible el tratamiento en continuo del afluente. La duración de los ciclos supera normalmente las seis horas.

En PTAR de tamaño medio se suele recurrir al empleo de cuatro reactores (sin tanque previo de acumulación/homogeneización), con una duración de los ciclos de 6 horas.

Referencias bibliográficas

ATV-DVWK-A 281E (2001). Dimensioning of Trickling Filters and Rotating Biological Contactors. ISBN 3-937758-36-4.

EPA (1999). Wastewater Technology Fact Sheet Sequencing Batch Reactors. EPA-832-F-99.073. Office of Water. Washington DC.

Larrea, L. (2016). Fundamentos de eliminación de nitrógeno y fósforo en procesos de fangos activos. XXXIV Curso "Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones Depuradoras" (CEDEX). Madrid 2016.

MARM (2010). Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. ISBN: 978-84-491-1071-9.

Metcalf&Eddy (1998). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. Mc Graw-Hill. ISBN: 84-481-1607-0.

Real, A. (2016). Optimización del proceso de eliminación biológica de fósforo en un Reactor Secuencial (SBR) y análisis comparativo con otras tecnologías. Tesis Doctoral.

WEF y ASCE (1992). Design of Municipal Wastewater Treatment Plants: Volumes I and II. WEF Manual of Practice N° 8; ASCE Manual and Report on Engineering Practice N°76.

WPCF (Water Pollution Control Federation) (1983). Nutrient Control. Manual of Practice. FD-7, 1983).

Capítulo 9

Tratamientos de desinfección

Capítulo 9

Tratamientos de desinfección

Desde el punto de vista de la salud, la desinfección es potencialmente la etapa más importante del tratamiento de las aguas residuales urbanas, ya que sus objetivos se centran en: prevenir enfermedades de transmisión hídrica, proteger los abastecimientos de agua potable, las playas, las zonas recreativas y las zonas de cultivo de especies acuáticas y en posibilitar el reúso de las aguas tratadas.

El objetivo específico de la desinfección es la eliminación, de forma selectiva, de aquellos microorganismos susceptibles de causar enfermedades (bacterias, virus, protozoos y helmintos).

En el campo de tratamiento de las aguas, la desinfección se lleva a cabo, principalmente, mediante el empleo de agentes químicos y físicos, que hacen uso de los siguientes mecanismos de actuación sobre los organismos patógenos:

- Daño de la pared celular.
- Alteración de la permeabilidad de la pared de las células.
- Alteración de la naturaleza del protoplasma.
- Inhibición de la actividad enzimática.

Los factores que influyen en la acción de los agentes desinfectantes son los siguientes:

- Tiempo de contacto desinfectante-agua: para una concentración de desinfectante, la mortalidad de los organismos patógenos se incrementa al aumentar el tiempo de contacto.

- Temperatura: el aumento de la temperatura produce un incremento de la tasa de mortalidad de los organismos patógenos.

- Tipo y concentración del agente químico.

- Intensidad y naturaleza del agente físico.

- Número de organismos patógenos: a mayor concentración de organismos patógenos, mayor será el tiempo de contacto necesario para lograr una determinada mortalidad de los mismos.

- Tipo de organismos patógenos: las células bacterianas de crecimiento viable se destruyen más fácilmente, mientras que las esporas bacterianas son extremadamente resistentes.

- Naturaleza del medio líquido en el que se encuentran los organismos patógenos: la materia orgánica disuelta presente en el agua a desinfectar reduce la eficacia de los agentes oxidantes, ya que reaccionan con ellos y, en forma particulada, ofrece protección a los patógenos atrapados en ella, tanto frente a estos agentes como a la radiación. Por tanto, para que cualquier agente desinfectante sea eficaz, las aguas residuales deben tratarse adecuadamente antes de llevar a cabo su desinfección.

Un factor importante a tener en cuenta es que la desinfección debe garantizar la calidad sanitaria del agua tratada durante un periodo largo de tiempo. En este sentido, los agentes químicos que posibilitan una cantidad de desinfectante activo remanente en las aguas tratadas son los más usados. Esto se debe a que es necesario considerar que un agua residual, incluso después de ser tratada, no deja de ser un excelente caldo de cultivo para el desarrollo de microorganismos. Es por ello, que se debe impedir la reactivación biológica tras el proceso de desinfección, y esto sólo lo asegura el uso de un agente químico que permanezca de forma activa en las aguas.

La normativa boliviana, recogida en el Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica (RMCH), regula las características de los vertidos a los cauces receptores, estableciendo en su Anexo A-2, como límite permisible para las descargas hídricas, para cuerpos de agua no clasificados, el valor de 1.000 NMP/100 mL para la concentración de coliformes fecales.

9.1 Características de las aguas tratadas de las diferentes líneas de tratamiento propuestas, a efectos de su desinfección

La Tabla 9.1 muestra los rendimientos de eliminación de coliformes fecales que se alcanzan con la aplicación de las diferentes líneas de tratamiento que se han desarrollado en el Capítulo 7 de la presente guía.

Tabla 9.1. Eliminación de coliformes fecales en las distintas líneas de tratamiento.

Línea de tratamiento	Eliminación de coliformes fecales (u. log.)
Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) + Lagunas Facultativas	2 - 3
Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) + Lagunas Facultativas	2 - 3
Lagunas de Estabilización (Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas)	3
Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial	1 - 2
Lombrifiltros	1 - 2
Filtros Percoladores	1
Contactores Biológicos Rotativos (CBR)	1
Aireación Extendida	1

Partiendo de un valor medio habitual de la concentración de coliformes fecales en las aguas a tratar de 10^7 NMP/100 mL, de esta tabla se deduce que para todas las líneas de tratamiento consideradas se hace preciso someter a las aguas tratadas a un proceso complementario de desinfección, más o menos intenso, para poder alcanzar el límite impuesto de 1.000 NMP/100 mL de coliformes fecales.

9.2 Tratamientos de desinfección aplicables a las aguas residuales tratadas

Los tratamientos de desinfección que se aplican normalmente a las aguas residuales tratadas se clasifican, en función de su naturaleza, en tratamientos químicos y físicos. Dentro de los tratamientos químicos destacan la Cloración y la Ozonización, mientras que en los tratamientos físicos se encuadran la Radiación UV y la Filtración. También es de aplicación, para la desinfección de las aguas residuales tratadas, el empleo de determinadas tecnologías de carácter extensivo, como es el caso de las Lagunas de Maduración y de los Humedales Artificiales de Flujo Superficial.

Para el ámbito de aplicación de la presente guía, se considera que los tratamientos de desinfección con un mayor potencial de aplicación son: la Cloración, la Radiación UV, las Lagunas de Maduración y los Humedales Artificiales de Flujo Superficial, que se describen a continuación.

9.2.1 Cloración

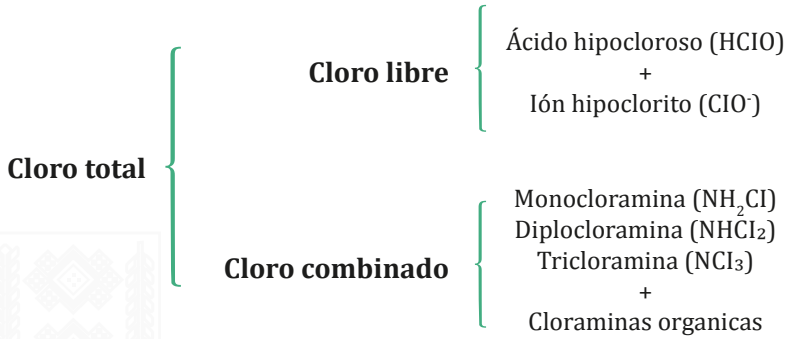
La Cloración constituye el método de desinfección de las aguas residuales tratadas más ampliamente empleado a nivel mundial, destruyendo los organismos patógenos por oxidación de su material celular.

El cloro se puede aplicar al agua, principalmente, en forma de: cloro gas, dióxido de cloro, hipoclorito cálcico e hipoclorito sódico.

Cuando el cloro gas o las sales de hipoclorito se añaden al agua, se producen reacciones de hidrólisis e ionización, que dan lugar a la formación de ácido hipocloroso (HOCl) e iones hipoclorito (OCl^-), encontrándose ambas formas químicas en un equilibrio, que depende del pH, y siendo el ácido hipocloroso el que presenta una mayor actividad germicida.

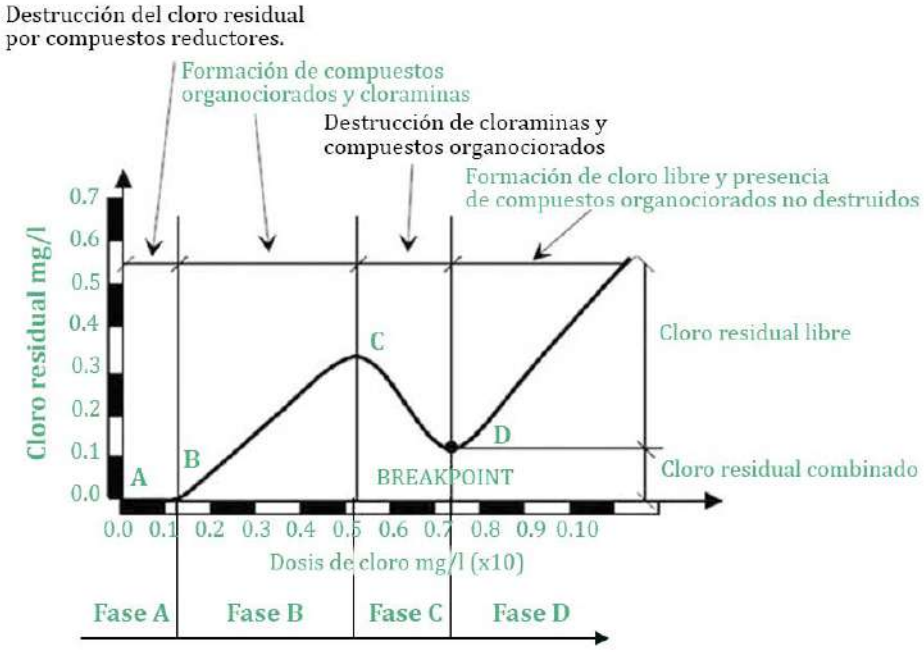
La suma de las concentraciones de ácido hipocloroso y de iones hipoclorito se conoce como ***cloro libre***, mientras que el ***cloro combinado*** es el resultado de la combinación del cloro con el amoniaco y con la materia orgánica nitrogenada que contiene el agua. La suma del cloro libre y del cloro combinado constituye el ***cloro total*** (Figura 9.1)

Figura 9.1. Distintas formas del cloro en los tratamientos de Cloración.



Para que la desinfección por Cloración tenga lugar, es necesario que haya cloro residual libre disuelto en el agua a desinfectar. La Figura 9.2 muestra las distintas fases de la dosificación de cloro y la dependencia entre la dosis de cloro y el cloro residual libre. En ella, se puede observar que la relación entre ambas no es lineal, dependiendo de múltiples factores.

Figura 9.2. Fases de la dosificación de cloro y evolución del cloro residual.



En la **Fase A**, nada más al ponerse en contacto el cloro con el agua, los primeros en reaccionar son los elementos reductores disueltos de fácil oxidación, lo que reduce la capacidad desinfectante del cloro añadido, no generándose cloro residual.

$$3Cl_2 + 6FeSO_4 \leftrightarrow 2\ Fe_2\ (SO_4) + 2FeCl_3$$
$$Cl_2 + H_2S \leftrightarrow S + HCl$$
$$Cl_2 + R\text{-}H \leftrightarrow R\text{-}Cl + HCl$$

En la **Fase B**, el cloro reacciona con los compuestos amoniacales y con los compuestos orgánicos presentes en las aguas a desinfectar, dando lugar a la formación de cloraminas y compuestos organoclorados, presentando las

cloraminas poder desinfectante e incrementándose progresivamente la concentración de cloro residual presente.

$$NH_3 + HClO \leftrightarrow NH_2Cl \text{ (monocloramina)} + H_2O$$
$$NH_2Cl + HClO \leftrightarrow NHCl_2 \text{ (dicloramina)} + H_2O$$
$$NHCl_2 + HClO \leftrightarrow NCl_3 \text{ (tricloramina)} + H_2O$$

En la **Fase C**, al continuar adicionando cloro, comienza a oxidarse la materia orgánica presente en las aguas, lo que conlleva una disminución del cloro residual, hasta alcanzar un valor mínimo, conocido como punto de ruptura *(breakpoint)*. De forma paralela, se produce la oxidación de las cloraminas formadas en la anterior etapa, reduciendo su concentración.

$$4Cl_2 + 2NH_3 + 3H_2O \leftrightarrow 8\,Cl^- + NO_3^- + 9H^+$$
$$4NH_2Cl + 3\,Cl_2 + H_2O \leftrightarrow N_2 + N_2O + 10\,HCl$$

Finalmente, en la **Fase D**, tras llegar al punto de ruptura, la adición de cloro se traduce en un aumento continuado del cloro residual libre presente en las aguas. Es a partir de este punto, cuando el cloro va actuar sobre los organismos patógenos.

La cinética de este proceso de desinfección depende del tiempo de contacto y de la concentración del desinfectante.

De las distintas formas en las que el cloro se puede aplicar al agua, para el ámbito de aplicación de la presente guía, se han seleccionado los hipocloritos cálcico y sódico, por ser los reactivos más ampliamente empleados en el entorno boliviano.

La desinfección mediante Cloración de las aguas tratadas se ve afectada por las propias características de estas aguas, tal como se recoge en la Tabla 9.2.

Tabla 9.2. Influencia de las características de las aguas a tratar en la cloración *(EPA, 1999).*

Parámetro	Efecto sobre la Cloración
pH	Afecta la distribución entre ácido hipocloroso y los iones hipoclorito, y entre las varias especies de cloraminas.
Temperatura del agua	La tasa de eliminación de patógenos se incrementa con la temperatura.
Materia en suspensión (SST)	Protegen a las bacterias que se encuentran incorporadas a estas partículas.
Materia orgánica (DBO_5)	Formación de trihalometanos, lo que aumenta el consumo de cloro.
Amonio	Formación de cloraminas, lo que aumenta el consumo de cloro.
Nitritos	Formación de trihalometanos, lo que aumenta el consumo de cloro.
Dureza, hierro, manganeso	Aumentan el consumo de cloro, aunque sus efectos son menores.

Por su parte, la Tabla 9.3 muestra la distribución de las formas hipoclorito (OCl^-) y ácido hipocloroso (HOCl) en función del pH del medio.

Tabla 9.3. Distribución de las formas OCl^- y HOCl en función del pH.

pH	OCl^- (%)	HOCl (%)
5,5	0,23	99,77
6,0	0,46	99,54
6,5	1,45	98,55
7,0	4,46	95,54
7,5	12,86	87,14
8,0	31,82	68,18
8,5	59,61	40,59
9,0	82,36	17,64
9,5	93,65	6,35

Como se ha comentado con anterioridad, el ácido hipocloroso presenta una mayor actividad germicida que el ión hipoclorito, y tal como se observa en la Tabla 9.3 por debajo de pH 7 es la especie predominante, siendo a estos valores más bajos de pH, más efectiva la Cloración.

En el caso del amonio, concentraciones por encima de los 5 mg/L conllevan un elevado consumo de cloro, por lo que alcanzar un elevado grado de nitrificación de las aguas tratadas, supone un ahorro importante a la hora de abordar la desinfección por Cloración de estas aguas.

En lo referente a las concentraciones de materia en suspensión y materia orgánica en los efluentes a desinfectar, se recomienda que estas se encuentren por debajo de los 5-10 mg/L. Estos límites se encuentran muy por debajo de los que se recogen para descargas líquidas en el Anexo A-2 del Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica, y que se sitúan en 60 y 80 mg/L, respectivamente. Se hace pues, muy conveniente, implantar una etapa de afino, previa al proceso de cloración, que reduzca las concentraciones de materia en suspensión y orgánica, al objeto de hacer más eficiente y menos costosa la desinfección de los efluentes de las PTAR mediante Cloración. La etapa de afino más común se basa en una filtración por arena, bien sea empleando filtros de gravedad, o filtros a presión (Figura 9.3), (ver Capítulo 10).

Figura 9.3. Filtros de arena por gravedad y a presión.

Con el objetivo de proporcionar el tiempo necesario de contacto entre el agente desinfectante y las aguas tratadas, se recurre a la implementación de laberintos de cloración. En estos laberintos, mediante el empleo de tabiques, se consigue un avance de las aguas en forma de zigzag, lo que aumenta notablemente la longitud que deben recorrer las aguas hasta su vertido final, empleando para ello una superficie reducida (Figura 9.4).

Figura 9.4. Laberinto de cloración.

Dimensionamiento

Tratamientos previos

Los parámetros para el dimensionamiento de los filtros de arena, por gravedad y a presión, se muestran en la Tabla 9.4, junto a sus valores recomendados *(MARN, 2016)*.

Tabla 9.4. Parámetros de dimensionamiento para filtros de arena por gravedad y presión.

Parámetros	Por gravedad	A presión
Velocidad de filtración (m/h)	4 - 6	8 - 5
Profundidad capa filtrante (m)	0,6 - 0,8	0,8 - 1,0
Diámetro de la arena (mm)	0,8 - 1,2	0,8 - 1,2
Coeficiente de uniformidad	1,2 - 1,5	1,0 - 1,2

Dosificación de cloro

La dosis necesaria de cloro es la suma de tres factores *(Metcalf&Eddy, 2007):*

- La demanda de cloro de las aguas a desinfectar (dosis de cloro requerida para alcanzar el breakpoint). Esta demanda viene influenciada por la calidad de las aguas a desinfectar.

- La cantidad de cloro necesaria para compensar la descomposición que experimentará el agente desinfectante durante el tiempo de contacto.

Esta cantidad dependerá del tiempo de contacto con el que se trabaje y de la circunstancia de que el laberinto de cloración se encuentre cubierto o no.

- La cantidad de cloro requerida para la eliminación bacteriológica. Esta cantidad se determina haciendo uso de la expresión *(Collins y Selleck, 1972)*:

$$\frac{N}{N_o} = 1 / (1 + 0{,}23 \cdot C \cdot t)^3$$

Donde:

N: concentración de coliformes fecales en las aguas desinfectadas (NMP/100 mL)
N_0: concentración de coliformes fecales en las aguas a desinfectar (NMP/100 mL)
C: dosis de cloro (mg/L)
t: tiempo de contacto (minutos)

Teniendo en cuenta estos tres factores, la Tabla 9.5 muestra una aproximación de los rangos de dosis requeridos de hipoclorito (con un 10-15% de cloro disponible), en función del tipo de agua residual tratada a desinfectar, para llegar a conseguir efluentes con 10^3 NMP/100 mL, con tiempos de contacto entre 15-30 minuto a caudal medio *(MARN, 2016)*.

Tabla 9.5. Dosis de hipoclorito para diferentes tipos de aguas residuales tratadas.

Tipo de agua a tratar	Intervalo de dosis (mg/L)
Tratada no nitrificada	10 - 15
Tratada y nitrificada	6 - 8
Tratada y filtrada[1]	1 - 5

[1]En este caso tratada incluye tanto al agua nitrificada como no nitrificada.

No obstante, en todas las situaciones se recomienda llevar a cabo un test previo para determinar la dosis de cloro real, puesto que como se indicó con anterioridad, esta depende de las características de las aguas a tratar en cada caso.

Laberinto de cloración

Dada la especial importancia del tiempo de contacto entre el agente desinfectante y las aguas a desinfectar, al menos el 80-90% de estas aguas deben permanecer en el interior del laberinto de cloración el tiempo de contacto especificado.

Al objeto de evitar cortocircuitos, que disminuirían la eficiencia del tratamiento de desinfección, se recomienda que el laberinto de cloración opere en régimen de flujo pistón, con relaciones largo/ancho de al menos 20:1 (recomendable 40:1) *(Metcalf&Eddy, 2014).*

El tiempo de contacto en el laberinto debe ser de entre 15 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, se pude contemplar la eliminación del laberinto de cloración.

Finalmente, la velocidad en el laberinto debe ser de 2-4 m/min, para evitar sedimentaciones de sólidos en su fondo.

El laberinto de cloración debe dimensionarse a caudal punta o máximo, y no para el caudal medio, a no ser que se disponga de un tanque previo para la laminación de los caudales a desinfectar.

Características del tratamiento de desinfección mediante Cloración

En lo referente a los rendimientos, mediante la cloración puede reducirse la concentración de organismos patógenos hasta el nivel que se precise, dosificando para ello la cantidad de cloro que sea necesaria.

Entre los parámetros climatológicos que afectan a la Cloración destaca la influencia de la temperatura, al producirse los procesos de desinfección de forma más rápida conforme esta aumenta, disminuyendo, consecuentemente, los tiempos de contacto necesarios.

La temperatura también influye en la propia estabilidad de las disoluciones de hipoclorito, siendo estas más inestables conforme se incrementa la temperatura, lo que acorta considerablemente los tiempos de almacenaje de este reactivo, especialmente en el caso de los Llanos.

En lo que concierne a la flexibilidad del proceso de Cloración frente a variaciones del caudal de las aguas a desinfectar, cuando no se dispone de dosificadores automáticos, que van adicionando el agente desinfectante en función del caudal de las aguas a tratar, fuertes oscilaciones de este caudal disminuyen la eficiencia de los sistemas de Cloración, al no poder adecuarse las dosis de cloro a los incrementos de la demanda. Como resultado de ello, aumentará la concentración de coliformes fecales en los efluentes desinfectados durante los caudales punta y se tendrá un exceso de cloro residual cuando los caudales son inferiores a la media.

En lo que hace referencia a la generación de residuos en el proceso de Cloración, en los casos en que se proceda a filtrar las aguas tratadas, antes de someterlas a desinfección, los contralavados del material filtrante generan aguas contaminadas en una cuantía del orden del 3% del caudal de aguas filtradas *(MARN, 2016)*. Estas aguas deben conducirse a cabecera de la PTAR para ser sometidas a tratamiento, por lo que deben ser tenidas en cuenta a hora del dimensionamiento de la Línea de Agua del proceso de depuración.

Si el control de la dosificación de cloro es manual, las labores de operación y mantenimiento de los sistemas de cloración no revisten especial dificultad. En aquellas situaciones en las que esta dosificación esté automatizada y opere en función de los caudales circulantes de las aguas a desinfectar, para su manejo se hace precisa la intervención de personal cualificado. En cualquier caso, existen riesgos en la manipulación del hipoclorito por su carácter corrosivo.

En aquellos casos en los que se disponga una etapa previa de filtración de las aguas a desinfectar, antes de proceder a su Cloración, la complejidad de las labores de operación y mantenimiento de la etapa desinfección vendrá condicionada por el tipo de filtro implantado. En este aspecto, los filtros de arena a presión precisan de un personal más especializado que los que operan por gravedad.

El principal impacto ambiental de la Cloración radica en la formación de subproductos tóxicos al reaccionar con ciertos compuestos presentes en las aguas a desinfectar. Este impacto se puede minimizar disminuyendo las concentraciones de materia en suspensión y materia orgánica (por ejemplo mediante filtración) en las aguas y realizando una correcta dosificación del cloro.

Dada la escasa superficie que se requiere para la construcción de un tratamiento de desinfección mediante cloración, las características de los terrenos disponibles ejercen una mínima influencia a la hora de su selección.

Por último, en lo referente a las ventajas e inconvenientes que presenta la Cloración como sistema de desinfección de las aguas tratadas, cabe mencionar:

- Baja superficie requerida.
- Se trata de una tecnología bien conocida y establecida por su extensa aplicación en la potabilización de las aguas de consumo.
- Es más eficiente, en términos de costos de inversión, que otras alternativas de desinfección.
- El cloro residual que permanece en el efluente del agua tratada puede prolongar el efecto de la desinfección hasta su uso, en caso de que se reúsen los efluentes desinfectados.
- El cloro residual puede ser medido fácilmente para evaluar la efectividad del tratamiento de desinfección.
- Es efectiva y confiable para la eliminación de un amplio espectro de organismos patógenos (bacterias no formadoras de esporas, virus).
- Permite un control flexible de la dosificación.

Y como principales inconvenientes deben mencionarse:

- El cloro residual es tóxico para los organismos acuáticos y, por ello, puede requerirse, en ciertos casos, la decloración antes del vertido de las aguas desinfectadas, lo que aumenta los costos de la desinfección del orden del 20-30%.
- Formación de subproductos de la cloración peligrosos, como son las cloraminas y los trihalometanos.
- Efecto negativo del cloro residual sobre cultivos.
- Todas las formas de cloro son corrosivas y tóxicas, como consecuencia, el almacenamiento, transporte y manejo presentan riesgos, cuya prevención requieren normas exigentes de seguridad industrial.

- La concentración de sólidos en suspensión, turbidez y compuestos amoniacales restan efectividad al proceso de Cloración.

- Resistencia de determinados organismos a la Cloración (bacterias formadoras de esporas, protozoos).

Características constructivas

La adición de cloro

- La forma habitual de aplicar el hipoclorito a las aguas a desinfectar es mediante el empleo un tanque de almacenamiento, con capacidad de varios días de uso, y el uso de bombas dosificadoras (Figura 9.5).

- El tanque de almacenamiento de hipoclorito debe garantizar una autonomía de al menos 15 días.

- Para garantizar la continuidad de la operación de desinfección, se recomienda la implementación de dos bombas dosificadoras, dispuestas en paralelo, estando una en funcionamiento y la otra en standby, o contar con al menos una bomba en stock.

Figura 9.5. Bombas dosificadoras.

El laberinto de cloración

- La mejor forma de asegurar el tiempo de contacto requerido entre el cloro y las aguas a desinfectar es mediante el empleo de un canal de flujo pistón, construido en forma de laberinto, al objeto de ahorrar superficie.

- Los laberintos de cloración, tanto en lo que respecta a sus paredes externas, como a los tabiques interiores, se suele construir en obra civil.

- Es muy importante evitar la aparición de zonas muertas en el laberinto de cloración, que tendrían como consecuencia la aparición de cortocircuitos, con la correspondiente disminución del tiempo de contacto. Por ello es que se recomienda el empleo de relaciones largo/ancho superiores a 10/1, empleándose generalmente valores del orden de 40/1.

- También se puede minimizar la aparición de cortocircuitos reduciendo la velocidad de las aguas que ingresan al laberinto de cloración, mediante el empleo de deflectores, de forma similar a los que se emplean en los sedimentadores de sección rectangular.

- Es importante que la mezcla de las aguas a desinfectar con el reactivo se lleve a cabo antes de entrar al laberinto, para lo que el hipoclorito suele dosificarse en un tanque dotado de agitación, o habilitando una zona de mezcla tipo cascada. Cuando en lugar de emplearse medios mecánicos el mezclado se realiza por turbulencia hidráulica, esta debe mantenerse al menos durante 30 segundos.

- En instalaciones de gran tamaño es recomendable contar con varios laberintos de cloración, para no interrumpir el proceso de desinfección de las aguas tratadas cuando sea preciso el mantenimiento de uno de estos laberintos.

- A la salida de los laberintos de cloración se suele implantar un vertedero (triangular, rectangular) o un aforador Parshall, para la medición del caudal de aguas tratadas desinfectadas.

Operación y mantenimiento

- Normalmente, el hipoclorito sódico se presenta en soluciones del 10-15% de riqueza, ya que a estas concentraciones se degrada más lentamente. Aun así, este producto no puede almacenarse más de 2 meses.

- En el caso del hipoclorito cálcico, que suele emplearse en las PTAR de menor tamaño, este se suministra en polvo o en gránulos (al 65% de cloro disponible), por lo que es preciso realizar una dilución previa en un depósito plástico, 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.

- Por tanto, el empleo de hipoclorito sódico, como agente desinfectante, es de más fácil uso que el hipoclorito cálcico, al poder dosificarse directamente a las aguas tratas, mientras que el segundo precisa una disolución previa, para lo que se precisan aguas de buena calidad, al no poder emplearse para este menester las propias aguas tratadas.

- El tanque de almacenamiento de hipoclorito debe garantizar una autonomía de funcionamiento de al menos 15 días.

- En la manipulación del hipoclorito sódico debe tenerse en cuenta su poder corrosivo y los vapores de cloro que genera, por los que deben respetarse las normas de seguridad correspondientes.

- El hipoclorito debe almacenarse en depósitos resistentes a la corrosión y en recintos frescos.

- En el caso de trabajar con soluciones de hipoclorito cálcico deben controlarse las posibles obstrucciones en las tuberías de dosificación de este desinfectante, dada su tendencia a cristalizar.

- La forma más simple de controlar la dosificación de cloro es la manual, midiendo el cloro residual después de 15 minutos de contacto y ajustando la dosis para obtener un cloro residual de 0,5 mg/L.

- Semanalmente en las PTAR que dan servicio a poblaciones mayores de 20.000 habitantes, y quincenalmente en las menores, se procederá a la

determinación de la concentración de coliformes fecales en las aguas desinfectadas, al objeto de comprobar el correcto funcionamiento de la etapa de desinfección.

- Quincenalmente, haciendo uso de una probeta graduada, se comprobará que la dosificación de cloro es la estipulada.

- Quincenalmente debe comprobarse los tiempos reales de contacto en el laberinto de cloración.

- Quincenalmente se procederá a la limpieza fondo del laberinto de cloración, para eliminar posibles sedimentaciones, que pueden consumir parte del agente desinfectante añadido a las aguas.

- En el caso de contar con una etapa de filtración, como tratamiento previo, la concentración de sólidos en suspensión a la entrada de los filtros condiciona la periodicidad con la que deberá procederse a su contralavado, lo que influye notablemente en los costos de operación y mantenimiento de estas unidades de filtración.

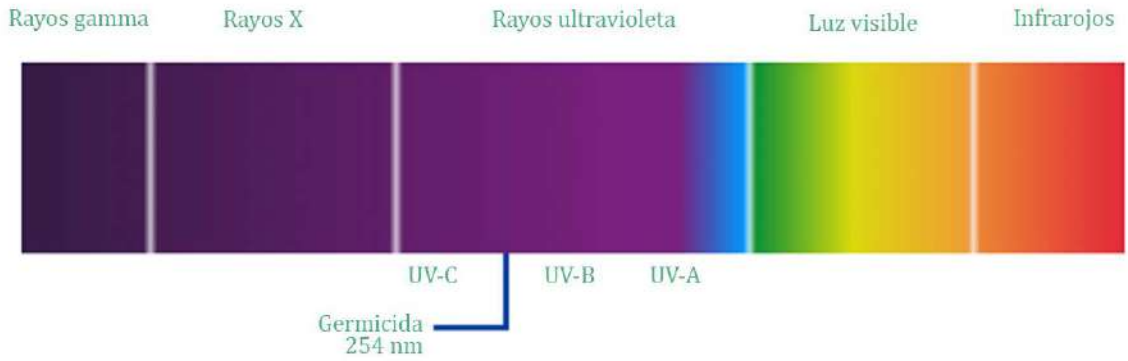
9.2.2 Radiación UV

En los procesos de desinfección mediante la aplicación de radiación, lo habitual es recurrir a la aplicación de luz ultravioleta (UV), que forma parte del espectro electromagnético en el rango de longitudes de onda que abarca desde los 100 a los 400 nanómetros (nm), y que queda comprendido entre la luz visible y los rayos X.

Las propiedades bactericidas de este tipo de radiación se descubrieron en 1877 y, en la actualidad, el desarrollo de fuentes de luz UV más baratas y eficaces, unido a la creciente preocupación por los posibles efectos tóxicos de otros agentes desinfectantes, han hecho que haya aumentado notablemente su utilización en la desinfección de las aguas residuales tratadas, empleándose para la inactivación de bacterias, virus, protozoos, hongos y esporas *(Huffman et al., 2000)*.

El espectro ultravioleta abarca cuatro gamas de radiaciones (Figura 9.6):

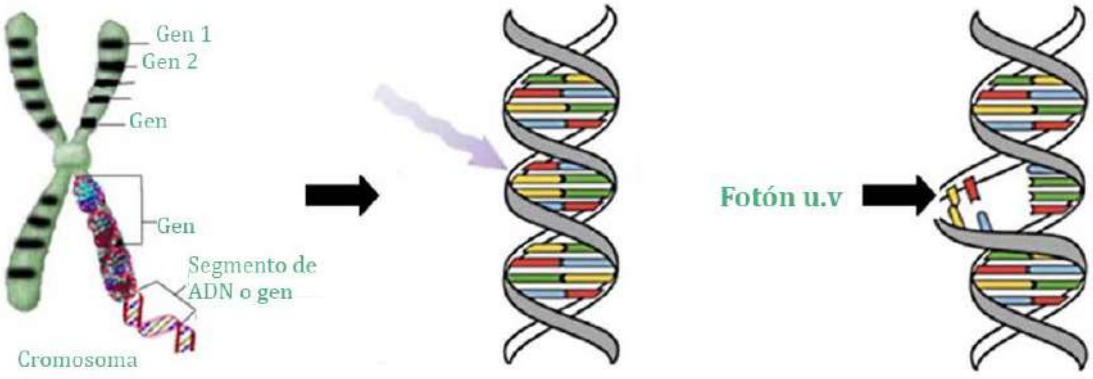
Figura 9.6. Gamas del espectro ultravioleta.



- UV-A (315-400 nm): este rango de radiación se absorbe por la piel y es el responsable de su bronceado.
- UV-B (280-315 nm): en este rango de longitudes de onda el ácido desoxirribonucleico (ADN) de los organismos patógenos absorbe parte de esta radiación, iniciándose su inactivación.
- UV-C (200-280 nm): es absorbida por el ácido ribonucleico (ARN) y el ADN del núcleo celular y conduce a su inactivación al afectar a su capacidad para multiplicarse, siendo esta actividad máxima en el rango de 250-270 nm y, específicamente, a 254 nm.
- UV-Vacío (100-200 nm): es absorbida por la capa de ozono presente en la atmósfera.

Al ser expuestas las células a radicación UV-C, se daña su ADN mediante la formación de enlaces covalentes entre dos bases timinas adyacentes, localizadas en la misma hebra de ADN, lo que impide su replicación (dimerización de la timina) (Figura 9.7).

Figura 9.7. Dimerización de la timina.



No obstante, en ciertas condiciones, muchas células son capaces de revertir este proceso, lo que se conoce como reactivación, que puede darse tanto a oscuras *(Salcedo et al., 2007),* (una enzima separa el segmento dañado de la hebra de ADN que lo contiene y los nucleótidos eliminados son reemplazados y reparados por las enzimas ADN polimerasa y ADN ligasa), como en presencia de luz (la enzima fotoliasa rompe los enlaces covalentes que forman los dímeros de timina, empleando la luz como fuente de energía para esta rotura).

Para evitar esta reactivación suele recurrirse a la acción conjunta de la Radiación UV y de la Cloración. Además, la acción sinérgica de ambos desinfectantes permite abarcar un rango más amplio de patógenos, dado que la cloración permite la eliminación de bacterias no formadoras de esporas, como por ejemplo *Escherichia coli* o enterococos fecales, mientras que la luz UV permitirá la eliminación de bacteriófagos, enterovirus y oocistos de *Cryptosporidium*.

Al igual que en el caso la Cloración, para que la desinfección de las aguas tratadas mediante la aplicación de Radiación UV sea efectiva, se precisa someter a las aguas a un tratamiento previo, al objeto de disminuir su contenido en materia en suspensión por debajo de los 5-10 mg/L. Dado que estos límites se encuentran muy por debajo de los que se recogen para descargas líquidas en el Anexo A-2 del Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica, y que se sitúan en 60 y 80 mg/L, respectivamente, se hace pues necesario implantar una etapa de afino, previa al proceso de Radiación UV. La etapa de afino más común se basa en una filtración por arena, bien sea empleando filtros de gravedad, o filtros a presión.

Dimensionamiento

Tratamientos previos

Los parámetros para el dimensionamiento de los filtros de arena, por gravedad y a presión, ya se han mostrado en la Tabla 9.4.

Aplicación de la Radiación UV

La dosis necesaria de Radiación UV para la desinfección de las aguas tratadas viene dada por la expresión:

$$D = I \cdot t$$

Donde:

D: dosis de radiación UV (mJ/cm^2, mW.s/cm^2)
I: intensidad de la radiación UV (mW/cm^2)
t: tiempo de exposición (segundos)

Por tanto, la dosis de Radiación UV puede modificarse cambiando la intensidad o el tiempo de exposición.

Por otro lado, la ley de Chick-Watson permite conocer el número final de microorganismos después de la dosificación de una determinada dosis de luz UV.

$$N = N_o \cdot e^{-k.D}$$

Donde:

N: número de microorganismos en el tiempo t
N_0: número inicial de microorganismos
k: tasa que depende del tipo microorganismo

Características del tratamiento de desinfección mediante Radiación UV

Mediante la desinfección por Radiación UV se consiguen eliminaciones de coliformes fecales del orden de 4-6 u. log.

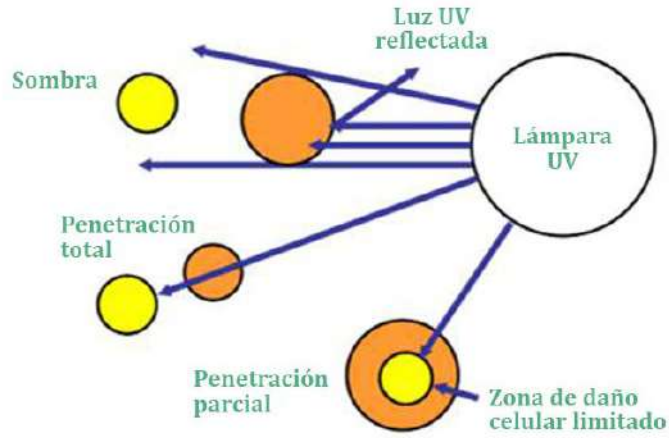
La efectividad del proceso de desinfección mediante Radiación UV depende de: las propias características del sistema de desinfección UV, la hidráulica general del sistema, la presencia de partículas, las características de los microorganismos a inactivar, las características fisicoquímicas del agua a desinfectar y el mantenimiento que se lleve a cabo del sistema desinfección *(Abellán, 2018)*.

En lo referente a las características del sistema de desinfección UV, el propio diseño de los equipos empleados definirá la eficiencia de la desinfección y su respuesta ante variaciones de las condiciones de las aguas a desinfectar. Influyendo en ello aspectos relacionados con: la disponibilidad o no de un sistema de limpieza automática, la distancia entre las lámparas, la presencia o no de placas perforadas, el nivel de automatización electrónica, etc.

La hidráulica del sistema influye notablemente en los rendimientos de desinfección, presentando los reactores cerrados una hidráulica más eficiente que los de canal abierto, en los que suele darse la presencia de flujos preferenciales. En este ámbito, un aspecto importante a tener en cuenta es la disposición de la entrada y la salida al sistema de tratamiento, que puede generar perfiles de velocidad irregulares. Para solventar estos problemas, se suelen implantar en los reactores elementos con el objeto de que el régimen de flujo sea lo más turbulento posible y de que el tiempo de exposición de las aguas la luz UV se maximice, evitando que puedan existir líneas de corriente que no reciban la adecuada dosis de radiación.

En lo referente a la presencia de partículas en las aguas a desinfectar, los microorganismos pueden estar dispersos en estas aguas de forma individual o asociados a partículas. En el primer caso es fácil lograr su inactivación, pero no ocurre los mismo cuando los microorganismos se encuentran en la superficie o en el interior de partículas presentes en las aguas, lo que los protege de radiación aplicada (Figura 9.8).

Figura 9.8. Efecto de las partículas sobre la Radiación UV.



Al producir las partículas presentes en las aguas a desinfectar un efecto sombra, que protege a los microorganismos frente a la luz UV, se hace preciso aumentar la dosis aplicada de radiación. Este inconveniente se corrige con una filtración previa de las aguas a desinfectar, que elimine especialmente las partículas de mayor tamaño, evitando que los microorganismos puedan protegerse en ellas.

La Tabla 9.6 muestra el grado de eliminación de coliformes fecales, mediante la aplicación de Radiación UV, en aguas sometidas a diferentes tratamientos previos, recogiendo también la concentración media de la materia en suspensión, el tamaño medio de las partículas y la transmitancia de estas aguas *(Abellán, 2018)*.

Tabla 9.6. Eliminación de coliformes fecales en función de las partículas presentes.

Tipo de tratamiento	SST (mg/l)	Tamaño medio de las partículas (µm)	Transmitancia (%)	Coliformes fecales (NMP/100 mL)
Secundario	10 - 30	25 - 45	40 - 75	≤ 200
Secundario + filtración	5 - 10	20 - 30	60 - 7 5	≤ 14
Terciario filtrado	1 - 5	15 - 20	65 - 80	≤ 1

Nota: los valores de SST a la salida del tratamiento secundario están referidos a normativa de vertidos europea (≤35 mg/L)

La efectividad de los procesos de desinfección mediante Radiación UV depende también de las propias características de los microorganismos a inactivar. Tanto el tipo de microorganismo, como el hecho de que estos procedan de un tratamiento biológico con una mayor o menor edad de lodos, influyen notablemente en la dosis necesaria de Radiación UV para su inactivación.

La Tabla 9.7 muestra el efecto de las características fisicoquímicas del agua a desinfectar sobre la eficiencia de la Radiación UV *(Abellán, 2018)*. Los parámetros que en ella se relacionan afectan a la transmitancia del agua (a su capacidad a ser atravesada por la luz UV a un espesor determinado de la misma). Este parámetro, que se mide con el uso de un espectrofotómetro ajustado a 254 nm, constituye un dato de suma importancia para determinar la factibilidad de desinfectar un agua determinada mediante la aplicación de radiación UV.

Tabla 9.7. Efecto de las características fisicoquímicas de las aguas sobre la radiación UV.

Parámetro	Efecto sobre la desinfección mediante radiación UV
pH	Afecta a la solubilidad de los metales y carbonatos.
Alcalinidad	Puede afectar a la solubilidad de los metales que pueden absorber la radiación UV.
Dureza	Calcio, magnesio y otras sales, puede generar precipitados sobre las fundas de cuarzo de las lámparas, especialmente a altas temperaturas.
Grasas y aceites	Pueden adherirse a las fundas de cuarzo de las lámparas y absorber la radiación UV.
Materia en suspensión (SST)	Absorben la luz UV y protegen a las bacterias incorporadas en los sólidos.
(Materia orgánica) DBO_5, DQO, COT	No tienen mucho efecto, a no ser que los compuestos húmicos sean elevados, entonces la transmisión de luz UV podría verse reducida.
Amoniaco	Efectos menores.
Nitritos	Efectos menores.
Nitratos	Efectos menores.
Hierro	Fuerte adsorbente de radiación UV, puede precipitar sobre las fundas de cuarzo, puede absorber SST.
Manganeso	Fuerte absorbente de radiación UV.
Compuestos húmicos	Absorben la radiación UV.
Aguas pluviales	Según los componentes que arrastren, como hidrocarburos, pueden absorber la radiación UV.
Vertidos industriales	Según su naturaleza, por ejemplo la presencia de colorantes puede absorber la radiación UV.

En lo referente a la influencia de la temperatura sobre la desinfección mediante Radiación UV, se ha comprobado que esta juega un importante papel en los procesos de reparación de los ácidos nucleicos dañados por la luz. A temperaturas elevadas aumenta la velocidad de despurinización, o pérdida de bases de purina, del tronco del ADN *(Salcedo et al., 2007)*.

Además, los balastros (componentes encargados de encender y apagar las lámparas UV), también son muy sensibles a las temperaturas altas.

En lo que concierne a la flexibilidad del proceso de desinfección mediante Radiación UV frente a fuertes variaciones del caudal de las aguas a desinfectar, debe tenerse en cuenta que el nivel del agua en los canales, en los que se aplica la radiación, no debe sobrepasar un valor máximo, para evitar que las aguas puedan dañar componentes eléctricos del sistema de desinfección. Por ello, se aconseja la construcción de un tanque previo de laminación de caudales, en aquellos casos en los que las aguas a desinfectar experimenten importantes oscilaciones de caudal.

En lo que hace referencia a la generación de residuos en el proceso de Radiación UV, en los casos en que se proceda a filtrar las aguas tratadas, antes de someterlas a desinfección, los contralavados del material filtrante generan aguas contaminadas en una cuantía del orden del 3% del caudal de aguas filtradas *(MARN, 2016)*. Estas aguas deben conducirse a cabecera de la PTAR para ser sometidas a tratamiento, por lo que deben ser tenidas en cuenta a hora del dimensionamiento de la Línea de Agua del tratamiento de depuración.

En aquellos casos en los que se disponga una etapa previa de filtración de las aguas a desinfectar, antes de proceder a la aplicación de Radiación UV, la complejidad de las labores de operación y mantenimiento de la etapa de desinfección vendrá condicionada por el tipo de filtro implantado. En este aspecto, los filtros de arena a presión precisan de un personal más especializado que los que operan por gravedad.

En lo referente a los impactos ambientales, al contrario que en el caso de la Cloración, la Radiación UV no deja residuos en las aguas desinfectadas.

Dada la escasa superficie que se requiere para la implementación de un tratamiento de desinfección mediante la aplicación de Radiación UV, las características de los terrenos disponibles ejercen una mínima influencia a la hora de su selección.

Por último, en lo referente a las ventajas que presenta la Radiación UV como sistema de desinfección de las aguas tratadas, cabe mencionar *(Abellán, 2018)*:

- Baja superficie requerida.
- No añade productos químicos a las aguas a desinfectar y no deja residuos en el agua de los compuestos que se pueden formar tras la aplicación de la radiación.
- Es eficaz para la desactivación de la mayoría de virus, esporas y quistes.
- Al tratarse de un proceso de desinfección de naturaleza física, se evita la necesidad de generar, manejar, transportar o almacenar reactivos químicos (algunos de ellos, tóxicos, peligrosos y/o corrosivos).
- Es de manejo fácil para los operadores.

Como principales inconvenientes de esta tecnología de desinfección deben mencionarse:

- No mantiene un efecto residual de desinfección en el agua.
- Algunos microorganismos son capaces de recuperarse del daño producido por la Radiación UV.
- La turbidez y la materia en suspensión presentes en las aguas hacen que la desinfección mediante Radiación UV sea menos eficaz. En el caso concreto de la desinfección empleando lámparas de UV de baja presión, la desinfección es poco efectiva cuando las aguas presentan concentraciones de sólidos en suspensión totales por encima de 30 mg/L.
- Se requiere un programa de mantenimiento exhaustivo, enfocado principalmente a controlar la acumulación de sólidos en la parte externa de los tubos de luz y en las paredes del canal.
- Presenta mayores costos de operación que la Cloración.

Características constructivas

Un sistema de desinfección mediante Radiación UV está integrado por los siguientes elementos:

- Las lámparas
- Los balastros electrónicos y el centro de control
- El reactor o bastidor
- Los sistemas de control de caudal y/o nivel

Las lámparas

Para la emisión de la luz UV se utilizan lámparas de vapor de mercurio. El vapor de mercurio es un gas, que al ser sometido a ciertas intensidades de corriente, es capaz de emitir luz UV en el rango de los UV-B y C, que es la parte del espectro con mayor poder germicida.

Figura 9.9. Lámpara de vapor de mercurio.

La emisión de luz UV depende de la concentración de átomos de mercurio, distinguiéndose dos tipos de lámparas en función de la presión de vapor de mercurio dentro de la lámpara, las de baja y las de media presión.

La Tabla 9.8 recoge las características más importantes de ambos tipos de lámparas.

Tabla 9.8. Características de las lámparas de mercurio de baja y media presión *(Abellán, 2018).*

Lámparas de baja presión	Lámparas de media presión
Presión: 0,001-0,01 mm Hg	Presión: 97,5 mm Hg
Eficiencia ~ 40%	Eficiencia ~ 12%
Bajas potencias: 80-300 Wh/lámpara	Potencias más altas: 2-4 kWh/lámpara
Vida de lámpara: 12.000 horas	Vida de lámpara: 3.000 - 5.000 horas
Temperatura de lámpara: 40-60 ºC	Temperatura de lámpara: 600-900 ºC
Ningún enfriamiento antes del re-arranque	Requiere enfriar antes del re-arranque

Las lámparas de baja presión se ven más afectadas por los fenómenos de reactivación.

Todas las lámparas se montan dentro de fundas de cuarzo, totalmente estancas. Estas fundas son de diferentes diámetros y longitudes, y pueden contar con aperturas en ambos extremos o sólo en uno de ellos, dependiendo del fabricante.

Balastros electrónicos y centro de control

Los balastros son los componentes encargados de encender y apagar las lámparas UV, proporcionando el voltaje de inicio para su encendido, y de mantener una corriente continua. Los tipos de balastros más empleados son los de bobina sólida y los electrónicos.

Habitualmente, cada balastro controla una pareja de lámparas y, según el fabricante y modelo del balastro, ante un fallo de una de las lámparas este puede apagar la otra o no.

Figura 9.10. Cuadro eléctrico con balastros.

Los balastros juegan un papel clave en el correcto funcionamiento de una instalación de desinfección mediante Radiación UV, siendo muy sensibles a las temperaturas altas, a alteraciones de la corriente eléctrica y a la presencia de ambientes corrosivos. Dado que estos ambientes es frecuente que se den en una PTAR, es muy importante contar con una correcta refrigeración de los cuadros y con una buena gestión del aire que entra a ellos, siendo muy conveniente que la electrónica cuente con una protección adicional ante ambientes corrosivos.

Reactor o bastidor

Existen dos tipos de configuraciones del reactor para el sistema de desinfección mediante Radiación UV: de contacto y sin contacto. En ambos casos, el agua residual puede fluir en forma perpendicular o paralela a las lámparas.

En los reactores sin contacto, las lámparas de luz UV se encuentran instaladas en una cámara separada del conducto que transporta el agua residual que va a ser desinfectada. Esta configuración es muy poco común en el tratamiento de aguas residuales, debido a la baja transparencia de estas aguas.

En el caso del reactor de contacto, las lámparas de mercurio están recubiertas con mangas o fundas de cuarzo para minimizar los efectos de enfriamiento del agua residual y garantizar su estanqueidad. El agua nunca debe entrar en contacto con la lámpara, ya que, en tal caso la lámpara se fundiría.

Dentro de los reactores de contacto, son dos las configuraciones más usadas: en reactor cerrado o en canal abierto. A su vez, en ambos casos, las lámparas pueden estar instaladas de forma paralela al flujo del agua, o de forma perpendicular.

En el caso de los canales abiertos, lo habitual es que las lámparas estén dispuestas de forma paralela al flujo de caudal, si bien cabe la posibilidad de que se dispongan verticalmente, presentando en este caso las lámparas una menor longitud que cuando se disponen en paralelo (Figura 9.11).

Figura 9.11. Reactores cerrados y abiertos con flujo longitudinal y transversal.

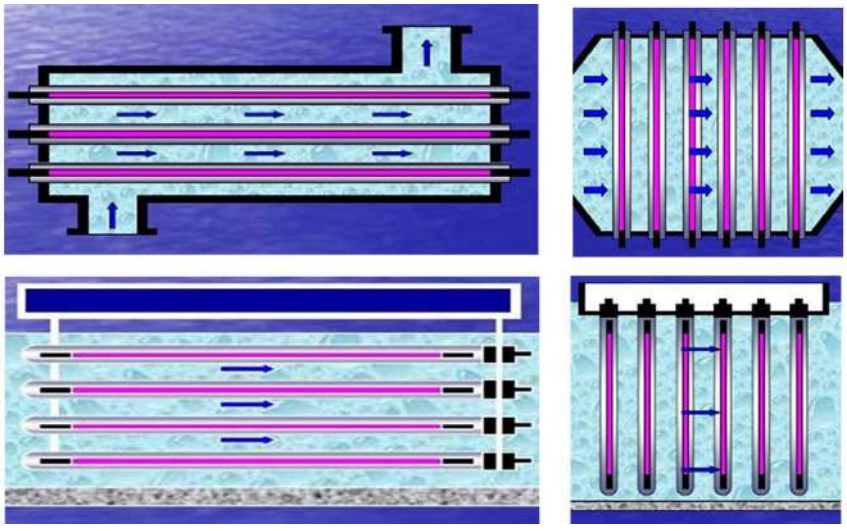


Figura 9.12. Reactor cerrado y abierto.

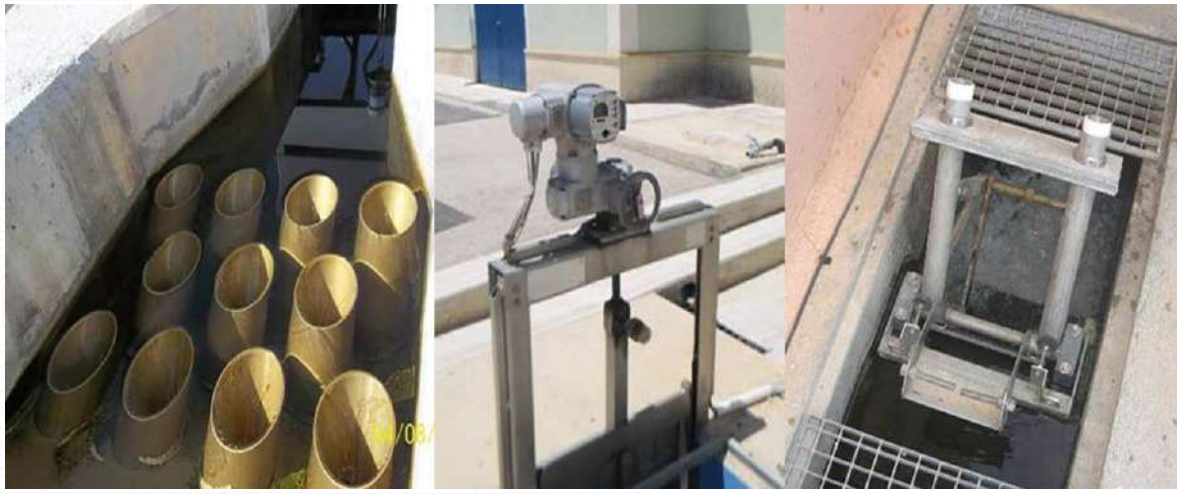
Los sistemas de control

Los principales elementos de control de la Radiación UV son las sondas de intensidad y las sondas de nivel. Las primeras permiten regular la intensidad de las lámparas entre el 30-100%, mientras que las segundas permiten apagar el equipo cuando el nivel del agua a desinfectar se encuentra por debajo del límite de cubrición de lámpara más alta, evitando así, excesos de temperatura.

Los sistemas de control de nivel son fundamentales para garantizar la dosis correcta de Radiación UV para alcanzar el grado de desinfección que se precise. En el caso de instalaciones de canal abierto, al final del canal se instalan vertederos de salida, con el objetivo de mantener el nivel del agua entre un nivel máximo y mínimo. Estos límites deben mantenerse por encima del mínimo para evitar que las lámparas queden fuera del agua y sufran de altas temperaturas, y por debajo del máximo para evitar que la distancia de la lámina de agua sobrepase la distancia de acción de las lámparas situadas más arriba en el bastidor y que no se sumerjan componentes del equipo que quedarían dañados, como el sistema de limpieza, o los contactos de las sondas de intensidad.

Los vertederos pueden ser fijos o móviles, y dentro de estos últimos los más extendidos son los de compuerta con control neumático/eléctrico y sonda de nivel y los de bisagra con contrapesos *(Abellán, 2018)*.

Figura 9.13. Vertedero tubular fijo y vertederos móviles de compuerta y de bisagra con contrapesos.



En el caso de los reactores cerrados, normalmente el caudal que pasa por ellos se bombea previamente, por lo que el caudal se regula en los equipos de bombeo, mediante variador y caudalímetro. En el caso de funcionamiento por gravedad, la regulación se lleva a cabo mediante válvula automática y caudalímetro.

En los reactores cerrados, para evitar la entrada de objetos que puedan dañar a las fundas de cuarzo de las lámparas, o a los sistemas de limpieza, se recomienda la instalación de filtros *"caza piedras"*.

Operación y mantenimiento

- Las labores de mantenimiento más importantes en una instalación desinfección mediante Radiación UV se relacionan con la limpieza de los componentes ópticos, como es el caso de las fundas de cuarzo que protegen a las lámparas, dado que una limpieza inadecuada de las mismas es la causa más frecuente de ineficacia de estos sistemas de desinfección.

- Si bien los primeros equipos de Radiación UV no contaban con sistemas automáticos de limpieza, la experiencia demuestra que es vital contar con sistemas de limpieza mecánica, sobre todo cuando se desinfectan aguas duras o con altas concentraciones de sales disueltas, dado que las diferencias de temperatura entre el interior y exterior de las fundas, hace que precipiten sobre ellas compuestos inorgánicos, fundamentalmente de naturaleza cálcica.

- Los sistemas de limpieza automáticos consisten en unos anillos, que rodean externamente a las fundas, y que realizan ciclos de rascado de la superficie a lo largo de toda su longitud. En el caso de reactores cerrados, los anillos rascadores se montan sobre un disco que envuelve todas las lámparas y va de un extremo a otro de la funda, el accionamiento suele ser mecánico, mediante un tornillo que es accionado desde el exterior mediante un motorreductor eléctrico, instalado en la zona de las conexiones de las lámparas. Para el caso de canales abiertos, cada bastidor cuenta con un sistema parecido de rascado pero el accionamiento es neumático, instalado en la zona superior del bastidor (Figura 9.14).

Figura 9.14. Limpieza automática de las fundas de cuarzo en reactores cerrados y abiertos.

- Aunque se disponga de sistemas de limpieza automática de las fundas de cuarzo, periódicamente es necesario llevar a cabo también limpiezas de naturaleza química, que en el caso de los reactores abiertos se ejecutan manualmente, con la ayuda de un ácido débil (cítrico, fosfórico).

- Los procedimientos operacionales deben establecerse de forma que se reduzcan los ciclos de encendido/apagado de las lámparas, dado que la vida útil de estas se reduce con la repetición de estos ciclos.

- Es de suma importancia el control de las horas de funcionamiento de las lámparas, para proceder a su sustitución en el momento oportuno. Entre todo el conjunto de lámparas, las que más importancia tienen son las que están más cercanas al sensor de intensidad, que es el que controla el funcionamiento de todo el sistema, por ello, la edad de estas lámparas debe ser representativa de todo el conjunto.

- En los reactores abiertos, al estar expuestos a la luz solar se propicia la formación de biofilms (compuestos principalmente por algas, bacterias filamentosas y hongos), sobre las superficies de exposición del reactor. Cuando estos biofilms alcanzan un espesor suficiente, se desprenden y pasan al sistema de Radiación UV, pudiendo afectar a los sistemas de limpieza automática de las lámparas. Por ello, una operación de mante-

nimiento fundamental consiste en la limpieza de los canales, empleando para ello un agente desinfectante, como puede ser el hipoclorito sódico.

9.2.3 Lagunas de Maduración

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 acceso de la luz solar en todo el perfil de la lámina de agua, siendo más efectiva la desinfección cuanto menor sea la profundidad de la laguna.

Figura 9.15. Laguna de Maduración para la desinfección de aguas tratadas *(Abellán, 2018).*

En la eliminación de patógenos en este tipo de lagunas intervienen factores de naturaleza física, fisicoquímica y bioquímica *(Salas et al., 2007).*

Entre los factores físicos, la intensidad de la luz, la temperatura del aguay la sedimentación, son los más importantes.

La intensidad de la luz es uno de los factores principales en la reducción de los organismos patógenos, que es mucho más rápida en su presencia. Por ello, el espesor de la capa de agua en las Lagunas de Maduración es escaso, para permitir el paso hasta el fondo de la misma de la radiación solar. En los momentos

del año en los que la duración del día es máxima, es cuando se alcanzan los mayores rendimientos de abatimiento de patógenos en este tipo de lagunas.

Como ocurre en todos los procesos biológicos, la temperatura es un factor determinante en el abatimiento de los microorganismos patógenos, incrementándose este abatimiento conforme esta se eleva.

Por otro lado, en medio acuoso las bacterias tienden a conglomerarse y a adherirse, formando flóculos que sedimentan. En el caso de las aguas residuales, esta sedimentación se ve favorecida por la presencia de sólidos en suspensión, orgánicos e inorgánicos. Al precipitar estas partículas arrastran en su caída a los patógenos adheridos a ellas, viéndose favorecida la sedimentación al incrementarse el tiempo de permanencia del agua en las lagunas.

Dentro de los factores fisicoquímicos, la salinidad del agua, el pH y la concentración de oxígeno disuelto en las aguas, son los más importantes. En lo referente a salinidad, el tiempo de supervivencia de los microorganismos patógenos varía inversamente con la salinidad del medio. La evaporación que tiene lugar en las Lagunas de Maduración, hace que se produzca en las mismas un aumento en la concentración de sales.

La actividad fotosintética de las algas provoca la elevación del pH del agua de las lagunas, aumentando con el pH la eliminación de patógenos. Las bacterias fecales (con excepción del *Vibrio cholerae*) mueren rápidamente a pH superiores a 9.

La presencia de oxígeno disuelto y, sobretodo el efecto de choque del paso de un sistema con bajas concentraciones de oxígeno (tracto intestinal), a otro con concentraciones elevadas (Lagunas de Maduración), dan lugar a un incremento en la velocidad de abatimiento de los patógenos.

Por último, como principales factores bioquímicos que influyen en la eliminación de los organismos patógenos en este tipo de lagunas, se encuentran la concentración de nutrientes y la presencia de compuestos tóxicos y de depredadores

La limitación de nutrientes es un factor importante, tanto por su efecto directo sobre la posibilidad de crecimiento de organismos patógenos, como por los fenómenos de competencia con otros organismos mejor adaptados al medio.

Cargas orgánicas elevadas y tiempos de retención cortos favorecen la supervivencia bacteriana, lográndose la reducción de patógenos de forma creciente con el aumento del tiempo de retención y con niveles bajos de DBO_5.

La presencia en el agua de sustancias tóxicas para el desarrollo de los microorganismos patógenos contribuye también a su eliminación. Entre dichas sustancias se hallan sustancias excretadas por las propias algas (algunas muy efectivas en presencia de la luz), metabolitos de desecho, etc.

La presencia de depredadores como protozoos, crustáceos y rotíferos, en las Lagunas de Maduración, origina una fuerte reducción de patógenos, dado que estos constituyen un eslabón más de la cadena trófica alimentaria de estas especies.

Resumiendo, puede afirmarse que la radiación solar juega un triple papel en la eliminación de los agentes patógenos fecales mediante Lagunas de Maduración:

- Incrementando la temperatura del agua.
- Haciendo que el pH supere valores de 9, como consecuencia de los procesos fotosintéticos que tienen lugar.
- Originando elevadas concentraciones de oxígeno disuelto, como subproducto de la actividad fotosintética de las microalgas.

En el caso de los huevos de helmintos, estos se eliminan básicamente por fenómenos de sedimentación en las lagunas.

Con relación a la eliminación de virus, no se conocen con exactitud los mecanismos por los que se eliminan en las lagunas, pero se acepta, generalmente, que esta eliminación ocurre por adsorción sobre los sólidos sedimentables (incluyendo las microalgas) y la posterior decantación de estos sólidos.

Para este tipo de lagunas, sus parámetros de dimensionamiento, sus características constructivas y sus labores de operación y mantenimiento, se han descrito con detalle en el Capítulo 7 de la presente guía. Por ello, tan sólo se indican, a continuación, las ventajas e inconvenientes de las Lagunas de Maduración, cuando se emplean a modo de tratamiento de desinfección.

Desde el punto de vista de la eliminación de patógenos, el empleo de Lagunas de Maduración como tratamiento de desinfección reúne las ventajas siguientes:

- Facilidad constructiva, siendo el movimiento de tierras y la impermeabilización las actividades principales.
- Consumo energético nulo, si el agua residual llega por gravedad hasta las lagunas.
- Ausencia de averías al carecer de equipos electromecánicos.
- Mantenimiento sencillo y simple, que se limita a mantener las superficies de las lagunas libres de flotantes para evitar la proliferación de mosquitos.
- Alto poder de inactivación de microorganismos patógenos, que puede llegar a 3-5 unidades logarítmicas *(von Sperling et al., 2005)*.
- Buena integración medioambiental.

Como principales desventajas de la utilización de las Lagunas de Maduración como tratamiento desinfección deben mencionarse:

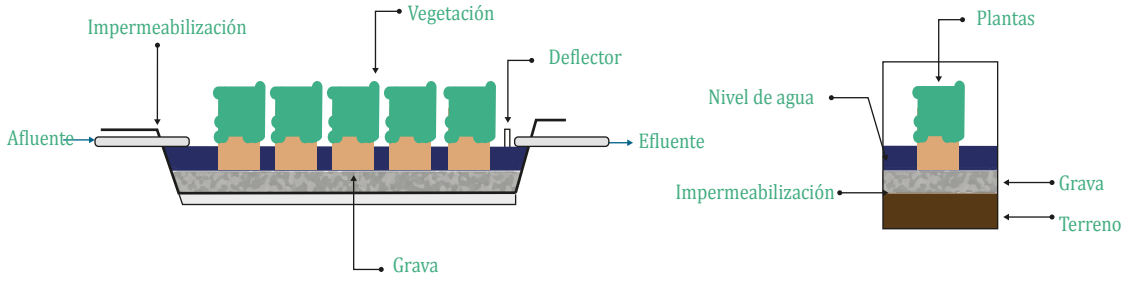
- Elevados requisitos de terreno para su construcción.
- Su implementación puede verse desaconsejada en zonas frías o de baja radiación solar.
- Posible proliferación de mosquitos.
- Pérdidas de agua por evaporación y aumento de la salinidad en los efluentes tratados, lo que puede comprometer su reúso para riego.
- Elevadas concentraciones de sólidos en suspensión en los efluentes finales, como consecuencia de la proliferación de las microalgas.
- Riesgo de contaminación de acuíferos por infiltraciones en caso de que la impermeabilización de las lagunas no sea la adecuada.

9.2.4 Humedales Artificiales de Flujo Superficial

En este tipo de Humedales Artificiales las aguas a tratar discurren libremente alrededor de los tallos de plantas acuáticas emergentes, que se desarrollan enraizadas en un sustrato, generalmente, inerte, dispuesto el fondo del humedal.

Están constituidos por balsas o canales, plantados con vegetación acuática emergente, que presentan niveles de agua poco profundos (inferiores a 0,4 m) *(Kadlec y Wallace, 2009)* (Figura 9.16). En cierta medida estos humedales pueden considerarse como una variedad de los lagunajes clásicos, con las diferencias ya mencionadas en cuanto a la menor profundidad de lámina de agua y a la existencia de vegetación arraigada en el fondo.

Figura 9.16. Secciones longitudinal y transversal de un Humedal Artificial de Flujo Superficial.



Suelen ser instalaciones de varias hectáreas, que se emplean principalmente como tratamiento de afino (eliminación de nutrientes y de organismos patógenos), de aguas previamente tratadas a nivel de tratamiento secundario *(Moshiri, 1993)*.

La depuración tiene lugar en el tránsito de las aguas a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente implantada y también por efecto de la Radiación UV. Es en los tallos, raíces y hojas caídas, donde se desarrolla la película bacteriana encargada de la eliminación de la mayor parte de los contaminantes presentes en las aguas a tratar.

Figura 9.17. Humedal artificial de flujo superficial (Tancat de la Pipa, Valencia, España).

Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de los Humedales Artificiales de Flujo Superficial se hace usos de los siguientes parámetros:

- Tiempo de retención hidráulica
- Profundidad de la lámina de agua
- Carga orgánica superficial
- Carga hidráulica

El *tiempo de retención hidráulica* en los humedales viene dado por:

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

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (h)
V: volumen útil del Humedal Artificial de Flujo Superficial (m^3)
Q: caudal de las aguas a tratar (m^3/h)

Se recomienda operar con valores de TRH de 4-15 días *(Metcalf&Eddy, 1998)*.

La *profundidad de la lámina de agua* con la que trabajan los Humedales Artificiales de Flujo Superficial es de 0,1-0,4 m *(Metcalf&Eddy, 1998)*.

La *carga orgánica superficial* con la que operan los Humedales Artificiales de Flujo Superficial se determina haciendo uso de la expresión:

$$C_{os} = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

Donde:

C_{os}: carga orgánica superficial (kg DBO_5/ha/d)
Q: caudal de las aguas a tratar (m^3/d)
C_a: concentración de DBO_5 en la entrada al humedal (kg/m^3)
S: superficie del humedal (ha)

Se recomienda trabajar con valores de carga orgánica superficial ≤67 kg DBO_5/ha/d *(Metcalf&Eddy, 1998)*.

Por último, la *carga hidráulica* viene definida por la expresión:

$$C_h = \frac{Q}{S}$$

Donde:

C_h: carga hidráulica ($m^3/m^2/d$, m/d)
Q: caudal de las aguas a tratar (m^3/d)

Se recomienda operar con valores de carga hidráulica de 0,014-0,046 m/d *(Metcalf&Eddy, 1998)*.

Kadleck y Wallace (2009) establecieron que no existe una dependencia clara de la temperatura en la eliminación de coliformes fecales que se alcanza en los Humedales Artificiales de Flujo Superficial. En base a ello, y teniendo en cuenta que no se dispone de experiencias contrastadas del funcionamiento de este tipo de humedales operando en altitud, se ha optado por no establecer diferencias a la hora de su dimensionamiento en las diferentes zonas ecológicas.

Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento de un Humedal Artificial de Flujo Superficial.

1.- Determinación del volumen útil del humedal

Seleccionado el TRH con el que operará el humedal, de acuerdo con las recomendaciones establecidas, el volumen efectivo del humedal se determina haciendo uso de la expresión:

$$V = Q \cdot TRH$$

2.- Determinación de la superficie de la lámina de agua del humedal

A partir del volumen calculado, y teniendo en cuenta la altura del agua en el humedal, fijada de acuerdo a las recomendaciones anteriores, se determina la superficie de la lámina de agua mediante:

$$S = \frac{V}{h}$$

Donde:

S: superficie de la lámina de agua (m^2)
h: altura de la lámina de agua (m)

3.- Determinación de la carga orgánica superficial con la que operará el humedal

A partir de la superficie de la lámina de agua calculada se determina la carga orgánica superficial con la que trabajará el humedal empleando la expresión:

$$C_{os} = \frac{Q \cdot C_a}{S}$$

Debe comprobarse que el valor que se obtiene de carga orgánica superficial cumple con lo recomendado. De no ser así, se modificará el TRH adoptado para llegar a cumplir este requisito.

4.- Determinación de la carga hidráulica con la que operará el humedal

A partir de la superficie de la lámina de agua calculada se determina la carga hidráulica con la que trabajará el humedal empleando la expresión:

$$C_h = \frac{Q}{S}$$

Si el valor que se obtenga de carga hidráulica no se encontrase dentro del rango de valores recomendados para la operación de este tipo de humedales, se procederá a modificar el TRH, de forma que lleguen a cumplirse simultáneamente los requisitos de carga hidráulica y de carga orgánica superficial.

Características del tratamiento

En lo que hace referencia a los rendimientos, con temperaturas superiores a los 20 ºC, con la aplicación de Humedales Artificiales de Flujo Superficial, empleados a modo de tratamiento de desinfección y ubicados tras las líneas de tratamiento, se consiguen reducciones adicionales de coliformes fecales del orden de 2-3 u. log.

La temperatura ejerce una notable influencia sobre la capacidad de este tipo de Humedales Artificiales para la eliminación de organismos patógenos. Al encontrarse las aguas a tratar expuestas a la atmósfera, se ven más afectados por las temperaturas reinantes que los Humedales de Flujo Subsuperficial. Para reducir el efecto térmico, en los momentos más fríos del año, se suele incrementar el espesor de la lámina de agua, al objeto de minimizar la posibilidad de que llegue a helarse toda la masa líquida.

Al operar estos humedales con elevados tiempos de retención hidráulica (4-15 días), disponen de capacidad para amortiguar las sobrecargas puntuales de carácter hidráulico y orgánico. Pero ante situaciones prolongadas de sobrecargas

hidráulica/orgánica 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.

El único subproducto que se genera en las labores de operación y mantenimiento que se llevan a cabo en los Humedales Artificiales de Flujo Superficial son los procedentes de la siega periódica de la vegetación implantada. La generación de este subproducto se estima en 4 kg (materia seca)/m^2/año *(Martín, 1989)*.

Las labores de operación y mantenimiento de los Humedales Artificiales de Flujo Superficial son simples y prácticamente se limitan a la siega periódica de la vegetación implantada, a la gestión de los residuos generados y al mantenimiento de la obra civil. Todas estas labores pueden ser llevadas a cabo por operadores sin una alta cualificación.

Al operar generalmente los Humedales Artificiales de flujo Superficial por gravedad, y no precisar equipos electromecánicos para su funcionamiento, los impactos sonoros son nulos.

En lo referente a los posibles impactos olfativos, al trabajar con aguas que han sido tratadas previamente a nivel de tratamiento secundario, la liberación de olores desagradables es mínima.

Desde el punto de vista de los impactos visuales, la implantación de Humedales Artificiales de Flujo Superficial ejerce un impacto positivo, lográndose una elevada integración paisajística y la presencia de una numerosa avifauna. Además, al emplearse en los humedales vegetación autóctona, presente en zonas aledañas, se descarta el riesgo de una posible invasión por especies exógenas.

En los casos en los que por deficiencias constructivas, o por el deterioro de las instalaciones, se produzcan infiltraciones, el riesgo de contaminación de las aguas subterráneas se ve minimizado, al tratarse en este tipo de humedales aguas que ya han sido sometidas a tratamientos previos.

Dados los altos requisitos de superficie que requiere este tipo de tratamiento para su construcción, las características del terreno disponible juegan un papel muy importante a la hora de su aplicación.

Al construirse este tipo de humedales por excavación en el terreno y ser precisa la impermeabilización de su confinamiento, aquellos terrenos fáciles de excavar, de naturaleza impermeable y con el nivel freático bajo, serán los que reúnan las mejores condiciones para su implementación.

Por último, entre las principales ventajas del empleo de Humedales Artificiales de Flujo Superficial a modo de sistema de desinfección, se encuentran:

- Sencillez operativa.
- Consumo energético nulo.
- Bajos costos de operación y mantenimiento.
- Posible aprovechamiento de la biomasa vegetal generada (ornamentación, alimentación animal).
- Mínima producción de olores, por alimentarse con aguas previamente tratadas.
- Perfecta integración medioambiental, permitiendo la creación y restauración de zonas húmedas, aptas para potenciar la vida salvaje, la educación ambiental y las zonas de recreo.
- No se generan subproductos tóxicos en los procesos de desinfección.

Como principales inconvenientes de este tipo de aplicación deben citarse:

- Elevados requisitos de superficie para su construcción. Esta circunstancia repercute notablemente en los costes de construcción, cuando se hace necesaria la adquisición de los terrenos.
- Pocos factores de control regulables durante la operación, por lo que es muy importante que estos humedales estén bien concebidos, dimensionados y construidos.
- Pérdidas de agua por evapotranspiración, que incrementan la salinidad de los efluentes depurados.

- Posible aparición de mosquitos y de plagas que pueden atacar a la vegetación.

Características constructivas

El confinamiento

Los Humedales Artificiales de Flujo Superficial se construyen por excavación en el terreno y posterior impermeabilización del recinto excavado, para lo que se recurre al empleo de de láminas plásticas (PVC, PEAD, EPDM), arcilla compactada, o a tan sólo la compactación del terreno, si este ya cuenta con un elevado grado de impermeabilidad.

La forma geométrica más común es la rectangular, recomendándose relaciones Longitud/Ancho del orden de 2/1 a 4/1 *(Crites y Tchobanoglous, 2000)*. Los taludes interiores presentan una inclinación del orden del 30º y se dispone de un resguardo de seguridad de al menos 0,5 m.

Los elementos de entrada y salida

Para evitar que se originen zonas muertas, la alimentacióna este tipo de humedales se realiza a través de diferentes puntos, con una separación entre ellos de unos 30 m. De igual forma, se dispone de varios puntos en la zona de evacuación, que mantienen entre sí la misma separación.

Material para el enraizamiento de la vegetación

En el fondo de este tipo de humedales se dispone una capa de gravilla/arena, de 30-40 cm de espesor, para permitir el enraizamiento de las plantas. En ocasiones, también se emplean capas de tierra vegetal de espesor similar, que ya aportan una gran cantidad de semillas, por lo que se simplifica la plantación del humedal.

La vegetación

Una vez colocado y nivelado el sustrato filtrante, y dispuestos los sistema de distribución de agua de alimentación y de recogida de las aguas tratadas, se procederá a la plantación del humedal. Las especies a implantar (generalmente varias), serán aquellas que se desarrollan en las zonas húmedas bolivianas cercanas al lugar de intervención, no implantándose ninguna especie vegetal que no sea autóctona.

El establecimiento de la vegetación en el humedal se llevará a cabo mediante la plantación de plantas ya crecidas, separadas entre sí 40-50 cm.

Operación y mantenimiento

La principal labor de operación y mantenimiento de los Humedales Artificiales de Flujo Superficial se centra en la siega periódica de la vegetación implantada. Al acabar los ciclos vegetativos de las especies vegetales plantadas en estos humedales, debe procederse a su siega y extracción, pues en caso contrario, la degradación de las partes secas volverá a incorporar al agua los nutrientes retenidos por las plantas.

9.3 Selección de tratamientos para la desinfección de las aguas tratadas

El aspecto más importante a considerar en la selección de un tratamiento para la desinfección de las aguas tratadas es que este alcance los requisitos de vertido exigidos por la legislación vigente, en lo referente a la eliminación de organismos patógenos, con un costo económico y medioambiental reducido, y, sobre todo, que su mantenimiento a lo largo del tiempo sea sencillo *(Abellán, 2018)*.

Otros aspectos que podrían ser importantes de cara a la selección de los tratamientos serían la superficie de terreno disponible, la posible reutilización del efluente de la PTAR o el presupuesto disponible para la operación.

La cloración es un sistema de desinfección sencillo y práctico, que cuenta con una dilatada experiencia (tanto el campo de las aguas residuales, como en el de la potabilización). Como principales desventajas presenta el manejo de sustancias químicas peligrosas y la generación de sustancias peligrosas para el medioambiente.

En el caso de la Radiación UV, se trata también de una tecnología de desinfección madura, si bien, como consecuencia de las guerras comerciales en la venta de equipos, existen muchas instalaciones mal dimensionadas, lo que ha provocado una mala imagen de estos equipos. Por todo ello es muy importante que los responsables de diseñar y construir este tipo de tratamiento de desinfección conozcan toda la experiencia adquirida en la explotación de estos equipos *(Abellán, 2018)*.

La desinfección mediante el empleo de Lagunas de Maduración, o Humedales Artificiales de Flujo Superficial, constituyen sistemas económicos y de baja dedicación, a la vez de presentar una elevada integración ambiental.

La disponibilidad de superficie será un aspecto clave a la hora de seleccionar un tratamiento de desinfección mediante Cloración o Radiación UV, frente a sistemas más naturalizados (Lagunas de Maduración, Humedales Artificiales de Flujo Superficial), como consecuencia de los mucho mayores requisitos de superficie que presentan estos últimos.

9.3.1 Líneas de desinfección propuestas

Es importante señalar que las líneas de tratamiento definidas en el Capítulo 7 tenían el objetivo de poder comparar los distintos tratamientos que se exponían en él. En cambio, las líneas definidas para la desinfección no tienen como objetivo comparar los distintos tratamientos de desinfección, sino complementar las líneas desarrolladas en el Capítulo 7 con los tratamientos de desinfección que se han considerado más adecuados para cada caso.

Para la realización de los dimensionamientos básicos se han seleccionado, por su mayor grado de implementación en el territorio boliviano, los Tratamientos de Desinfección mediante el empleo de Lagunas de Maduración y de la Cloración, empleando en esta última como agente desinfectante una solución de hipoclorito cálcico.

Se procede, a continuación, a fijar las premisas que se han tenido en cuenta para la realización de los correspondientes dimensionamientos básicos, como paso previo a la estimación de los requisitos de superficie y de los costos de construcción y de operación y mantenimiento de los Tratamientos de Desinfección seleccionados.

9.3.1.1 Desinfección mediante Lagunas de Maduración

Estimación de los requisitos de superficie

Para el dimensionamiento básico de las Lagunas de Maduración se ha empleado el método descrito en el apartado 7.3.5.1 de la presente guía, y se han asumido las premisas siguientes:

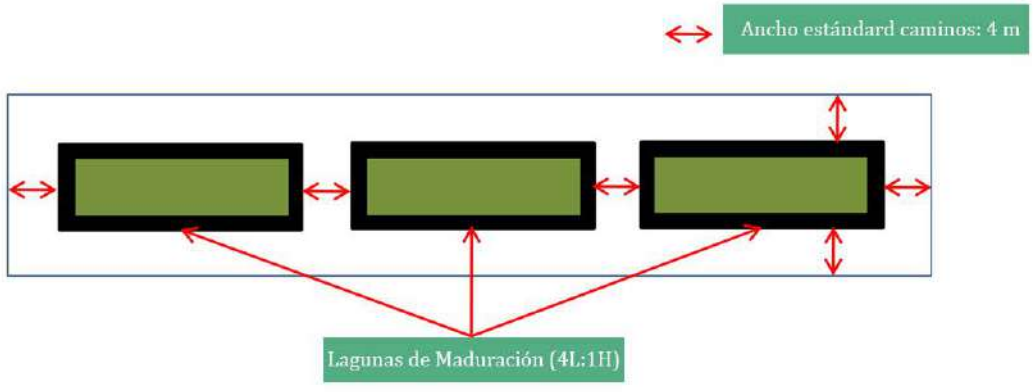
- Se han dimensionado las Lagunas de Maduración aplicando el método de flujo disperso, para cumplir el requisito de la concentración de coliformes fecales en los efluentes tratados de 1.000 NMP/100 mL, partiendo de aguas afluentes con concentraciones de 10^6 y 10^5 NMP/100 mL (las líneas de tratamiento que alcanzan estas concentraciones de coliformes fecales se muestran en la Tabla 9.1).

- Se implantan tres Lagunas de Maduración dispuestas en serie, con las siguientes características constructivas:

  - Profundidad útil: 1,0 m.
  - Resguardo de seguridad: 0,5 m en lagunas menores de 1 ha y de 1,0 m en las mayores.
  - Pendientes interiores: 1/2 (vertical/horizontal).
  - Relación largo/ancho: 4/1.
  - TRH mínimo: 3 días

- La disposición de las Lagunas de Maduración sigue la configuración siguiente:

9.18. Disposición esquemática para la estimación de las necesidades de superficie.



En consonancia con estas premisas, se han obtenido los requisitos de superficie por habitante servido que se muestran en las Tablas 9.9 y 9.10.

Tabla 9.9. Estimación de los requisitos de superficie por habitante servido, para la desinfección mediante Lagunas de Maduración, para pasar el contenido en coliformes fecales de 10^6 a 10^3 NMP/100 mL.

Habitantes	Superficie necesaria (m^2/habitante)		
	Altiplano	Valles	Llanos
1.000	2,88	2,88	2,16
2.000	2,83	2,63	1,96
5.000	2,77	2,40	1,71
10.000	2,91	2,40	1,73
25.000	3,32	2,60	1,81
50.000	4,27	3,11	2,08

Tabla 9.10. Estimación de los requisitos de superficie por habitante servido, para la desinfección mediante Lagunas de Maduración, para pasar el contenido en coliformes fecales de 10^5 a 10^3 NMP/100 mL.

Habitantes	Superficie necesaria (m^2/habitante)		
	Altiplano	Valles	Llanos
1.000	2,06	2,06	1,56
2.000	1,94	1,80	1,36
5.000	1,80	1,57	1,14
10.000	1,84	1,53	1,12
25.000	2,08	1,63	1,09
50.000	2,62	1,91	1,29

El hecho de que los requisitos de superficie que se obtienen no sigan la tendencia lógica (disminuyendo conforme se incremente la población servida), así como la coincidencia de requisitos para la misma población en zonas ecológicas diferentes, tiene su origen en la disparidad de los valores de las dotaciones (L/hab/d) y de las cargas unitarias (g DBO_5/hab/d), que se dan en las diferentes zonas ecológicas (especialmente en el Altiplano) y para los tamaños de población considerados (ver Tablas 5.2 y 5.3).

Estimación de los costos de construcción

Tomando como base de partida las premisas recogidas en el anterior apartado, se ha procedido a la estimación de los costos de construcción de Lagunas de Maduración, a modo de Tratamiento de Desinfección, para cumplir el requisito

de la concentración de coliformes fecales (1.000 NMP/100 mL), partiendo de aguas afluentes con concentraciones de 10^6 y 10^5 NMP/100 mL. Los resultados de estas estimaciones se presentan en las Tablas 9.11 y 9.12.

Tabla 9.11. Estimación de los costos de construcción, por habitante servido, para la desinfección mediante Lagunas de Maduración para pasar el contenido en coliformes fecales de 10^6 a 10^3 NMP/100 mL.

Habitantes	Costos de construcción (Bs/habitante)		
	Altiplano	Valles	Llanos
1.000	759,71	759,53	644,43
2.000	586,27	556,78	460,47
5.000	452,22	405,59	314,77
10.000	413,65	352,40	270,19
25.000	463,64	382,50	293,62
50.000	526,51	400,71	288,47

Tabla 9.12. Estimación de los costos de construcción para la desinfección, por habitante servido, mediante Lagunas de Maduración para pasar el contenido en coliformes fecales de 10^5 a 10^3 NMP/100 mL.

Habitantes	Costos de construcción (Bs/habitante)		
	Altiplano	Valles	Llanos
1.000	368,51	368,24	318,79
2.000	298,06	281,90	240,60
5.000	241,05	214,49	163,22
10.000	226,78	187,57	144,77
25.000	232,63	180,42	129,93
50.000	283,21	218,05	143,38

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

Los costos de operación y mantenimiento de las Lagunas de Maduración, empleadas a modo de Tratamiento de Desinfección y dispuestas al final de las líneas de tratamiento consideradas en esta guía, al tratarse básicamente de costos de personal, se consideran ya integrados en los costos de operación y mantenimiento estimados previamente para estas líneas.

9.3.1.2 Desinfección mediante Cloración

Estimación de los requisitos de superficie

Para el dimensionamiento básico de la desinfección mediante Cloración se han seguido las directrices recogidas en el correspondiente apartado de este capítulo y se han asumido las premisas siguientes:

- Como agente desinfectante se emplea hipoclorito cálcico (al 65% de cloro disponible), que se disuelve en agua.
- La dosificación de la disolución de hipoclorito cálcico se lleva a cabo con el auxilio de bombas dosificadoras que vierten a laberintos de cloración.
- Los laberintos de cloración se dimensionan para un tiempo de retención hidráulica de 20 minutos a caudal medio y para una velocidad de paso de las aguas de 3 m/s.
- Cuando se procede a la filtración previa de las aguas a desinfectar se emplean filtros de arena a presión, equipados con contralavado.
- Las dosis de aplicación de hipoclorito, en función de la naturaleza de las aguas a desinfectar, se han obtenido de la Tabla 9.5, 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), al objeto de trabajar con una mayor seguridad de que se consigue el nivel de desinfección que se precisa.
- Dada la escasa superficie requerida por los sistemas de filtración, estas no se han tenido en cuenta en las estimaciones de la superficie total ocupada por el tratamiento de desinfección.
- Al contrario que en el caso de las Lagunas de Maduración, en la desinfección mediante Cloración no se han estudiado los dos casos con aguas a desinfectar con concentraciones de coliformes fecales de 10^6 y 10^5 NMP/100 mL. Ello viene justificado por el hecho de que el consumo de cloro adicional entre ambos casos se considera despreciable, en comparación con la cantidad de cloro que se precisa en ambas situaciones para llegar al breakpoint.

De acuerdo con estas premisas se han estimado los requisitos de superficie (m^2/habitante), para la implementación de sistemas de desinfección mediante Cloración, para las distintas zonas ecológicas y para los distintos rangos de población considerados. Estos requisitos se muestran en las Tabla 9.13.

Tabla 9.13. Estimación de los requisitos de superficie para la desinfección mediante Cloración de las aguas.

Habitantes	Superficie necesaria (m^2/habitante)		
	Altiplano	Valles	Llanos
1.000	0,091	0,096	0,097
2.000	0,050	0,053	0,055
5.000	0,024	0,026	0,027
10.000	0,015	0,016	0,017
25.000	0,008	0,009	0,010
50.000	0,007	0,007	0,008

Estimación de los costos de construcción

Partiendo de las consideraciones establecidas para el cálculo de las superficies necesarias para la implementación de los sistemas de Cloración, se ha procedido a la estimación de los costos de construcción (Bs/habitante) de estos sistemas de desinfección en función de la zona ecológica y de la población servida, tanto sin y con filtración previa. Las Tablas 9.14 y 9.15 recogen estas estimaciones de costos.

Tabla 9.14. Estimación de los costos de construcción para la desinfección mediante Cloración de aguas tratadas sin filtrar.

Habitantes	Costos de construcción (Bs/habitante)		
	Altiplano	Valles	Llanos
1.000	40,68	46,31	47,30
2.000	25,90	30,79	32,28
5.000	16,57	19,44	20,49
10.000	12,78	15,78	19,72
25.000	11,79	14,20	15,89
50.000	12,49	15,03	16,50

Tabla 9.15. Estimación de los costos de construcción para la desinfección mediante Cloración de aguas tratadas filtradas.

Habitantes	Costos de construcción (Bs/habitante)		
	Altiplano	Valles	Llanos
1.000	66,24	77,44	76,72
2.000	47,75	57,86	59,12
5.000	35,29	42,98	44,57
10.000	33,98	41,46	42,89
25.000	32,62	39,62	43,33
50.000	39,48	46,58	46,88

La Tabla 9.16 muestra los porcentajes de los costos de los equipos de dosificación de hipoclorito, frente al costo total de construcción del sistema de desinfección sin filtración previa.

Tabla 9.16. Porcentajes de costos de construcción correspondientes a los equipos de dosificación, frente al costo de construcción total del sistema de Cloración sin filtración previa.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre el costo total, de los costos de los sistemas de dosificación					
Altiplano	47 %	37 %	23 %	15 %	11 %	5 %
Valles	41 %	31 %	20 %	12 %	9 %	4 %
Llanos	41 %	30 %	19 %	11 %	8 %	4 %

La Tabla 9.17 muestra los porcentajes conjuntos de los costos de construcción de los equipos de filtración y dosificación de hipoclorito, frente al costo total de construcción del sistema de desinfección con filtración previa.

Tabla 9.17. Porcentajes de costos de construcción correspondientes a los equipos de filtración y de dosificación, frente al costo de construcción total del sistema de Cloración con filtración previa.

Zona ecológica	Población (habitantes)					
	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
	Porcentaje, sobre el costo total, de los costos de los laberintos de cloración y de los sistemas de desinfección					
Altiplano	31 %	37 %	42 %	50%	51 %	55 %
Valles	32 %	37 %	44 %	50 %	51 %	54 %
Llanos	31 %	36 %	43 %	47 %	51 %	53 %

Estimación de los costos de operación y mantenimiento

Considerando todas las premisas anteriores, se ha procedido a la estimación de los costos de operación y mantenimiento (Bs/habitante/año) de los sistemas de Cloración, en función de la zona ecológica y de la población servida, tanto sin y con filtración previa, como para el caso de efluentes nitrificados sin filtración. Estas estimaciones de costos se recogen en las Tablas 9.18, 9.19 y 9.20 y en ellas no se incluyen los costos de personal, al considerarse ya incluidos en las diferentes líneas de tratamiento consideradas.

Tabla 9.18. Estimación de los costos de operación y mantenimiento para la desinfección mediante cloración de las aguas tratadas sin filtrar.

Habitantes	Costos de operación y mantenimiento (Bs/habitante)		
	Altiplano	Valles	Llanos
1.000	4,21	7,08	7,66
2.000	5,27	8,14	9,29
5.000	6,36	9,23	10,38
10.000	7,49	10,37	12,09
25.000	9,21	12,08	13,90
50.000	12,65	15,53	17,25

Tabla 9.19. Estimación de los costos de operación y mantenimiento para la desinfección mediante Cloración de las aguas tratadas filtradas.

Habitantes	Costos de operación y mantenimiento (Bs/habitante)		
	Altiplano	Valles	Llanos
1.000	2,96	4,95	5,34
2.000	3,57	5,67	6,47
5.000	4,42	6,41	7,21
10.000	5,20	7,19	8,40
25.000	6,38	8,38	9,58
50.000	8,77	10,77	11,98

Tabla 9.20. Estimación de los costos de operación y mantenimiento para la desinfección mediante cloración de aguas tratadas nitrificadas sin filtrar.

Habitantes	Costos de operación y mantenimiento (Bs/habitante		
	Altiplano	Valles	Llanos
1.000	2,33	3,86	4,17
2.000	2,85	4,38	5,00
5.000	3,41	4,94	5,56
10.000	4,00	5,54	6,46
25.000	4,91	6,45	7,37
50.000	6,75	8,28	9,20

Se observa, que los menores costes de operación y mantenimiento se corresponden con la desinfección de las aguas nitrificadas sin filtrar. La desinfección de las aguas tratadas filtradas, pese a ser la que requiere menos dosificación de hipoclorito, presenta unos costos de operación intermedios, puesto que a estos costos es preciso añadirles el coste del consumo eléctrico de las bombas necesarias para el proceso de filtración.

De la comparación de las Tablas 9.18 y 9.19 se constata la conveniencia de proceder al filtrado previo de las aguas a clorar, pues si bien, los costes de construcción son más elevados, como consecuencia de los equipos de filtración que se precisan, los costes de operación y mantenimiento (que se extenderán a todo lo largo de la vida útil del sistema de desinfección) son del orden de tres veces inferiores. Además, las menores necesidades de cloro en el caso de las aguas filtradas, reducen considerablemente los impactos ambientales de la cloración sobre los cauces receptores.

También debe considerarse que en el caso de Bolivia, la inversión suele ser financiada total o parcialmente al margen de la tarifa, por lo que desde la perspectiva del explotador es mucho más favorable contar con una filtración previa a la etapa de desinfección.

Referencias bibliográficas

Abellán, M. (2018). La desinfección en la regeneración de efluentes depurados. XXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. CEDEX. Madrid, 19-30 noviembre 2018.

Collins, H., Selleck, R. (1972). Process kinetics of wastewater chlorination. Sanitary Engineering Research Laboratory (SERL). Report Nº 72-5. Berkeley, California: University of California.

Crites, R. y Tchobanoglous, R. (2000). Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados. Ed. McGraw Hill. ISBN: 958-41-0041-6.

EPA (1999). Folleto informativo de Tecnología de aguas residuales. Desinfección con cloro.EPA 832-F-99-062. USA.

Huffman, D., Slifko, T. y Rose, J. (2000). Inactivation of bacteria, virus and Crystoporidium by a point-of-use device using pulse broad spectrum white light. Water Research 2000; 34-2491.2498.

Kadlec, R., Wallace, S. (2009). Treatment Wetlands. Second Edition. CRC Press. Taylor &Francis Group. ISBN: 978-1-56670-526-4.

Martín, I. (1989). Depuración de aguas con plantas emergentes. Ed. Servicio de Extensión Agraria, D.L. ISBN: 84-341-0659.

MARN (2016). 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.

Metcalf&Eddy (1998). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. ISBN: 84-481-1607-0.

Metcalf&Eddy (2007). Water Reuse: Issues, Technologies and Applications. ISBN-13: 978-0-07-145927-3.

Metcalf&Eddy (2014). Wastewater Engineering: Treatment and Reuse. ISBN 13: 9780070495395

Moshiri, G. (1989). Constructed Wetlands for Water Quality Improvement. Lewis Publishers. ISBN: 0-87371-550-0.

Salas, J., Pidre. J. y Sardón, N. (2007). Manual de Tecnologías no Convencionales para la depuración de aguas residuales. Capítulo III: Lagunaje. ISBN: 978-84-611-6884-2.

Salcedo, I., Andrade, A., Quiroga, J. y Nebot, E. (2007). Photoreactivation and dark repair in UV-Treated microorganisms: Effect of temperature. J. Environ Sci. Health, part A, 75.5.

von Sperling, M., Chernicharo, C. (2005). Biological Wastewater Treatment in Warm Climates Regions. ISBN: 1 843339 002 7. Published by IWA Publishing. London, UK.

Capítulo 10

Reúso de las aguas tratadas

Capítulo 10

Reúso de las aguas tratadas

En este capítulo se aborda el reúso de las aguas tratadas, pasando revista, en primer lugar, a la situación mundial de esta fuente alternativa del recurso agua, para posteriormente analizar sus principales beneficios y sus posibles riesgos.

A continuación, se presentan y analizan las principales guías y normativas existentes, a nivel mundial, sobre el reúso de las aguas tratadas.

En un apartado posterior se expone la situación actual del reúso de las aguas tratadas en Bolivia y en los países limítrofes, para finalizar analizando las principales tecnologías de regeneración que permiten el reúso las aguas tratadas.

Debe hacerse constar, que en todo el capítulo se hace referencia al reúso directo, o planificado, de las aguas tratadas. Entendiéndose por tal: *"el aprovechamiento directo de los efluentes tratados en las PTAR, con un mayor o menor grado de regeneración, mediante su transporte hasta el punto final de uso, a través de un conducto específico, sin mediar para ello la existencia de un vertido o una dilución en un curso natural de agua".*

10.1 Visión general del reúso de las aguas tratadas

El aumento de la demanda de agua en sitios donde este recurso es escaso, o donde hay una alta competencia por el mismo, crea la necesidad de utilizar las denominadas "*fuentes de agua no convencionales*", entre las que se encuentra el reúso de las aguas tratadas *(UNESCO, 2016).*

El reúso de las aguas tratadas con garantías para la salud pública y el medio ambiente ha dejado de ser un recurso marginal, para convertirse en una de las estrategias básicas para la gestión de los recursos hídricos y un activo clave de cualquier *"economía circular"*, no sólo en vista de la disponibilidad de agua, sino también de la recuperación de los nutrientes y de la energía presentes en ellas.

El reúso de las aguas tratadas contribuye, según los expertos de Naciones Unidas, a la Agenda de Desarrollo Sostenible ONU 2030 y, especialmente, a *"aumentar sustancialmente la eficiencia del uso del agua en todos los sectores y garantizar retiros sostenibles y suministro de agua dulce para abordar la escasez de agua y reducirla sustancialmente"*.

También, contribuye al objetivo secundario para el horizonte 2030: "*mejorar la calidad del agua reduciendo la contaminación, eliminando vertidos y minimizando la liberación de sustancias y materiales peligrosos, reduciendo a la mitad la proporción de aguas residuales no tratadas y aumentando sustancialmente el reciclaje y la reutilización segura a nivel mundial*".

La regeneración y el reúso de las aguas tratadas se han convertido en una opción atractiva para conservar y ampliar la disponibilidad de agua *(Asano et al., 2006)* y es una medida para cumplir tres objetivos fundamentales, dentro de la perspectiva de gestión integrada de los recursos hídricos:

- Reducir la carga de contaminantes y su descarga en los cuerpos de agua receptores, mejorando el estado cualitativo de los cuerpos de agua (aguas superficiales, aguas subterráneas y aguas costeras) y de los suelos.

- Aliviar la escasez del recurso, mediante la promoción del uso eficiente del agua, mejorando su conservación, reduciendo el desperdicio y equilibrando la balanza de demanda de agua a largo plazo con la oferta.

- Contribuir a la seguridad alimentaria, para una producción de mayor cantidad de alimentos reduciendo la necesidad de fertilizantes, a través de la reutilización de aguas tratadas.

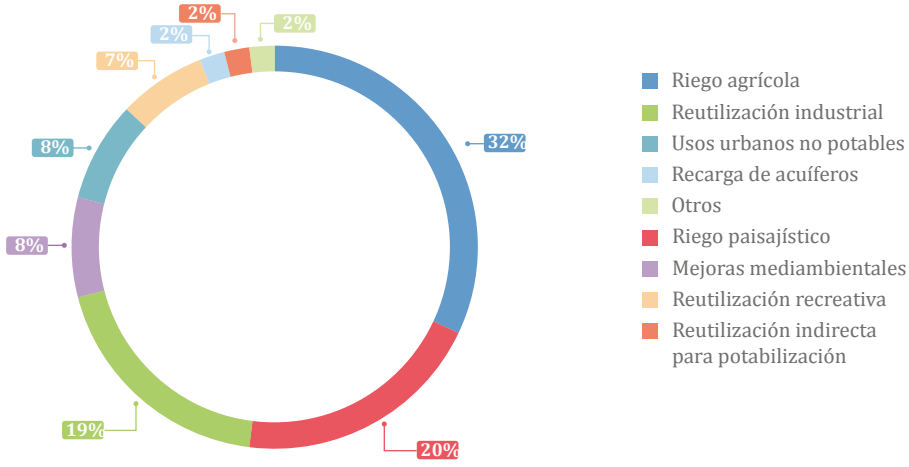
En 2011 se reusaron en todo el mundo aproximadamente 7 km^3 de aguas residuales municipales tratadas, lo que supuso el 0,59% del uso total de agua. Global Water Intelligence *(Comisión Europea 2016)* estimó que el *"mercado de la reutilización"* estaba en expansión y la previsión es que superará a la des-

alinización en el futuro. Está previsto que para 2030 la reutilización del agua represente el 1,66% (26 km^3 por año) del uso total del agua.

El agua tratada se reúsa para diversos fines. A nivel mundial, el riego agrícola es la principal aplicación para el reúso del agua, con el 32% del agua regenerada utilizada para este fin. Otros usos importantes son el riego de zonas ajardinadas (20%) y los usos industriales (19%). (Figura 10.1) *(GWI, 2012)*.

La recarga de acuíferos es uno de los usos globales menos desarrollados, con tan sólo un 2% del agua regenerada que se utiliza para este fin. Sin embargo, este y otros usos urbanos no potables, así como la reutilización potable recreativa e indirecta, se destacan como aplicaciones con un potencial importante *(CE, 2016; ISO 16075-1, 2015)*.

Figura 10.1. Reutilización global del agua después del tratamiento avanzado (terciario): cuota de mercado por aplicación.



En la Tabla 10.1 se detallan las aplicaciones más usuales de las aguas residuales regeneradas.

Tabla 10.1. Usos más frecuentes del agua regenerada.

Tipo de uso	Usos
Urbano	Riego de parques públicos, instalaciones deportivas, jardines privados, márgenes de caminos, limpieza de calles, sistemas de protección contra incendios, lavado de vehículos, lavado de inodoros, aires acondicionados, control del polvo, limpieza de alcantarillas.
Agrícola	Cultivos alimenticios no procesados comercialmente, cultivos alimentarios comercialmente procesados, pastos para animales, forraje, fibras, cultivos de semillas, flores ornamentales, huertos, cultivos hidropónicos, acuicultura, invernaderos, viticultura.
Industrial	Procesamiento de agua, agua de refrigeración, recirculación de aguas de refrigeración, agua de lavado, fabricación de hormigón, compactación del suelo, control del polvo.
Recreativo	Riego de campos de golf, embalses con/sin acceso público (por ejemplo, pesca, baño), fabricación de nieve.
Ambiental	Recarga de acuíferos, humedales, marismas, aumento de recursos para aguas superficiales, hábitats silvestres, silvicultura.
Potable	Recarga de acuíferos para uso de agua potable, aumento de fuentes superficiales para el suministro de agua potable, tratamiento hasta la calidad del agua potable.

10.2 Beneficios y riesgos del reúso de las aguas tratadas

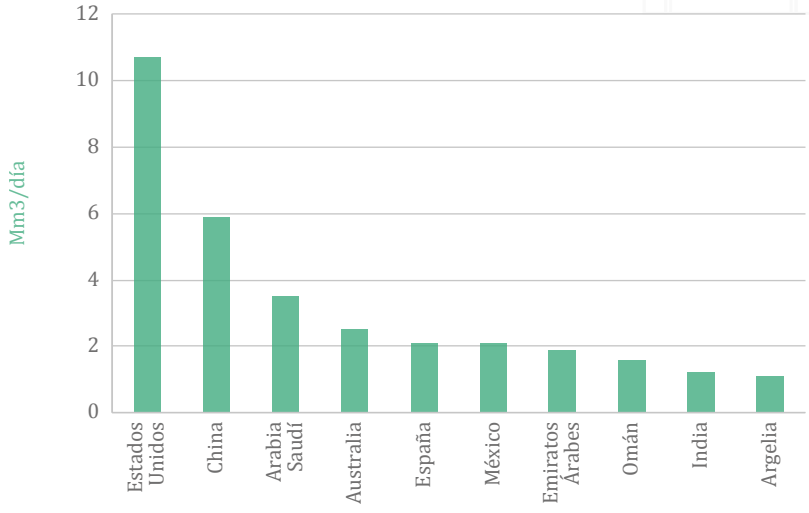
El reúso de las aguas tratadas puede proporcionar importantes beneficios ambientales, económicos y sociales, que son motivadores clave para su implementación en los programas de planificación del agua.

El reúso desempeña un papel importante en la planificación y administración del uso eficiente de los recursos hídricos, pues se trata de un suministro de agua fiable, bastante independiente de sequías estacionales y de la variabilidad climática, y que es capaz de cubrir picos de demanda de agua, permitiendo a las comunidades depender menos de las tradicionales fuentes de agua superficiales o subterráneas.

Aunque no se puede ignorar que el reúso seguro de las aguas tratadas requiere procesos de tratamiento e infraestructuras de recuperación, almacenamiento y distribución, que han de sumarse a los costos derivados del propio tratamiento de las aguas residuales brutas, la convicción de no desperdiciar un recurso vital para la vida, permite considerar el reúso de las aguas tratadas como una solución para resolver los problemas actuales y futuros de la escasez de agua.

En este sentido, muchos países han optado por el reúso de las aguas tratadas, incorporándolo a la gestión integrada de sus recursos hídricos (Figura 10.2) *(Adaptado de Micheaux, 2015)*.

Figura 10.2. Capacidad proyectada de reúso de aguas tratadas durante el período 2009-2016.



Sin embargo, el reúso de aguas tratadas también implica riesgos, que deben conocerse y gestionarse. Al considerar la introducción de un esquema de reúso de aguas tratadas, es importante examinar toda la gama de beneficios y riesgos que pueden surgir.

Es preciso enfatizar que cualquier estrategia de reúso debe estar en sintonía con los objetivos establecidos por la legislación nacional. Muchos beneficios y riesgos del reúso de las aguas serán específicos de las circunstancias locales y, por lo tanto, deben determinarse caso por caso.

La Tabla 10.2 recoge los beneficios y riesgos asociados a los aspectos ambientales, económicos y sociales, involucrados en el reúso de las aguas tratadas. Posteriormente se analizan, de forma más detallada, dada su importancia, los riesgos del reúso para la salud.

Tabla 10.2. Beneficios y riesgos del reúso de las aguas tratadas.

	Beneficios	Riesgos
Ambientales	Conservación de los recursos hídricos. Reducción del reúso no planificado. Reducción de la emisión de gases de efecto invernadero. Reducción de la necesidad de fertilizantes químicos. Restauración de arroyos, humedales y estanques con agua reusada Recarga de acuíferos, evitando el deterioro de las aguas subterráneas.	Las Tablas 10.3 y 10.4 muestran los principales agentes químicos y contaminantes emergentes que pueden estar presentes en las aguas regeneradas.
Económicos	El agua regenerada es un recurso per se y tiene un valor económico. Es una garantía de suministro, sobretodo en zonas con mayores déficits hídricos y/o con mayores desequilibrios entre la oferta y la demanda de agua. El reúso de las aguas tratadas presenta un elevado potencial de innovación tecnológica, dinamismo y competitividad, en términos de tecnologías y servicios. Los sectores económicos, altamente dependientes del suministro del agua (agricultura, industria, turismo, etc.), pueden aumentar la garantía del suministro de agua. Al aumentar la disponibilidad del recurso, el reúso brinda seguridad económica a los sectores productivos del país. Se precisa un menor aporte de nutrientes (N y P), al estar estos presentes en las aguas regeneradas.	El reúso de las aguas tratadas es visto como una opción costosa, con bajos retornos de inversión, especialmente cuando se le compara con la extracción del recurso desde cuerpos de agua. Los costos de las infraestructuras precisas para el reúso (tratamiento y regeneración, sistemas de almacenamiento y distribución y sistemas de riego), deben tenerse en cuenta a la hora del estudio de la viabilidad económica de un proyecto de reúso de aguas tratadas. Cualquier proyecto de reúso debe estar ajustado a la demanda real.
Sociales	La expansión del reúso aporta beneficios laborales, creando empleos cualificados en la materia. Contribuye a la consecución de los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS- Objetivo 6). Es una herramienta de cohesión social. Apoya la sostenibilidad de las comunidades rurales.	Con frecuencia, la percepción social sobre el reúso de las aguas tratadas es negativa, lo que genera desconfianza sobre esta práctica. Para solventar este problema se requiere la elaboración de campañas de concienciación sobre la naturaleza, el uso y la gestión de las aguas tratadas.

10.2.1 Riesgos del reúso de las aguas tratadas para la salud

Si el agua residual no se ha tratado adecuadamente antes de ser reutilizada, las personas pueden quedar expuestas a agentes patógenos y a sustancias químicas, por la formación de aerosoles durante el riego, por contacto directo

con el agua, por pozos contaminados con estas aguas, o por el consumo de cultivos no lavados adecuadamente o sin cocer, en los que los patógenos pueden permanecer activos.

Los riesgos más importantes para la salud que puede entrañar el reúso de las aguas tratadas se deben a la presencia de microorganismos patógenos: virus, bacterias, parásitos (huevos de helmintos y protozoos) y de contaminantes químicos.

Los principales riesgos se centran en las enfermedades diarreicas y en las infecciones helmínticas. La experiencia recomienda el empleo de indicadores indirectos de la contaminación microbiológica, que pueden usarse fácilmente para analizar el agua tratada en busca de agentes peligrosos para la salud humana (Tabla 10.3).

Tabla 10.3. Organismos indicadores para patógenos humanos en aguas residuales.
(Adaptado de WHO, 2006 en International Water Management Institute (IWMI), 2016).

Patógenos humanos	Organismos indicadores	Comentarios
Bacterias: *Shigella, Legionella pneumophila, Salmonella, E. coli enterotoxigénica, Campylobacter, Vibrio cholerae*	*E. coli, coliformes termotolerantes, enterococos intestinales*	Utilizado durante más de 100 años como modelo para bacterias patógenas. El comportamiento en condiciones ambientales refleja los patógenos entéricos, pero no las bacterias ambientales.
Virus: *Adenovirus, rotavirus, enterovirus, virus de la hepatitis A, norovirus*	*Bacteriófagos - colifagos somáticos o colifagos de F-ARN*	Los bacteriófagos son virus que infectan bacterias, se consideran no patógenos para los humanos y se pueden cultivar fácilmente y enumerar en el laboratorio.
Protozoos: *(oo) quistes de Cryptosporidium y Giardia*	*Clostridium perfringens*	Bacteria formadora de esporas, que es altamente resistente a las condiciones ambientales. Modelo útil para (oo) quistes de *Cryptosporidium y Giardia.*
Helmintos: *Ascaris, Trichuris y Taenia*	*Huevos de helmintos o de Ascaris*	

Las Tablas 10.4 y 10.5 muestran los agentes químicos y contaminantes emergentes presentes en las aguas tratadas y sus posibles efectos adversos para la salud humana y para el medioambiente.

Tabla 10.4. Agentes químicos en aguas tratadas y sus efectos adversos
(EPA ,2004; EPHC, NRMMC, AHMC, 2006).

Agentes químicos	Efectos adversos
Orgánicos biodegradables (proteínas, carbohidratos).	Condiciones anóxicas en ecosistemas acuáticos.
Aceites, grasas, celulosa, lignina.	Condiciones anóxicas en ecosistemas acuáticos.
Macronutrientes (N, P, K).	Eutrofización de suelos y aguas superficiales, toxicidad, desequilibrio de nutrientes, plagas, enfermedades en las plantas, pérdida de biodiversidad.
Micronutrientes (B, Ca, Cu, Fe, Mg, Na, Co).	Toxicidad para las plantas, acumulación en suelos.
Metales (Cd, Cr, Cu, Fe, Hg, Mn, Mo, Ni, Pb, Zn).	Toxicidad para las plantas y la biota acuática.
Sales inorgánicas (cloruros, sulfatos y nitratos de: sodio, potasio, calcio, magnesio).	Salinización del suelo, aumento de la salinidad del agua subterránea y riesgo para la salud humana. Sodificación y desestructuración de suelos, e incluso problemas de impermeabilización del suelo.

Tabla 10.5. Contaminantes emergentes en aguas tratadas y sus efectos adversos
(EPA, 2004; EPHC, NRMMC, AHMC, 2006).

Contaminantes emergentes	Efectos adversos
Productos farmacéuticos y sus metabolitos: antibacterianos (sulfametoxazol), analgésicos (acetominofeno, ibuprofeno), betabloqueantes (atenolol), antiepilépticos (fenitoína, carbamazepina), antibióticos humanos (azitromicina) y anticonceptivos orales (etinilestradiol).	Efectos carcinogénicos, teratogénicos y/o mutagénicos, riesgo para la salud humana (cianotoxinas), bioacumulación, toxicidad para las plantas. Posibles efectos aún no descubiertos.
Productos de cuidado personal (triclosán, ingredientes de protección solar, fragancias, pigmentos).	
Productos químicos para el hogar y aditivos alimentarios (sucralosa, bisfenol A (BPA), ftalato de dibutilo, polietoxilatos de alquilfenol), retardadores de llama (ácido perfluorooctanoico, sulfonato de perfluorooctano)	
Pesticidas, biocidas y herbicidas (atrazina, lindano, diurón, fipronil, etc.).	
Disruptores endocrinos.	

10.2.2 Evaluación de riesgos en el reúso de las aguas tratadas

Si bien el tratamiento y manejo adecuado del agua residual pueden proporcionar agua segura para su reúso, es importante comprender y evaluar los riesgos de esta práctica para garantizar la seguridad de la población y del medioambiente.

La composición de las aguas residuales tratadas depende de su origen, del estado de salud de la población que las genera y del tipo y eficiencia del tratamiento de depuración que se les aplique.

Las sustancias presentes en las aguas tratadas son muy heterogéneas y presentan diferentes grados de retención y comportamiento cuando se infiltran en el suelo. Algunas sustancias son más persistentes que otras y, en el caso de los contaminantes emergentes, aún se desconocen muchos aspectos sobre sus riesgos para la salud y el medioambiente, de modo que a medida que la información mejore, la evaluación de los riesgos tendrá que tener en cuenta estos nuevos datos.

Además, los riesgos difieren debido a las características específicas del lugar en el que se efectúe el reúso, afectando en ello factores como: la geología, la topografía, la hidrología, el clima, la zonificación *(ISO 16075-I, 2015),* el tipo de suelo local, los métodos empleados para el riego, la vulnerabilidad de los acuíferos, el método de recarga y el uso del agua subterránea *(OMS, 2006).*

La evaluación de riesgos comprende los apartados siguientes *(OMS, 2016)*:

- La identificación de los peligros y de los eventos peligrosos.
- La definición detallada de los grupos de exposición y de las rutas de exposición.
- La identificación y evaluación de las medidas de control existentes.
- La evaluación y priorización del riesgo de exposición.

Para la implementación de prácticas de reúso de aguas tratadas, los riesgos deben ser evaluados y gestionados y el público objetivo debe mantenerse informado de manera transparente y clara. Esto último es clave para promover la aceptación pública de esta fuente alternativa de agua.

Una cuestión muy importante de la gestión de riesgo son las vías de exposición. No sólo deben caracterizarse los efectos ambientales y sobre la salud, sino que para hacer una buena caracterización y evaluación del riesgo es fundamental caracterizar la exposición. Y, en este marco, la exposición de los trabajadores y agricultores es fundamental, por ser estos los principales grupos afectados.

Por último, los ecosistemas, las especies y los hábitats tienen sus necesidades relacionadas con la calidad y cantidad del agua. Al planificar el reúso del agua tratada, se debe garantizar que el estado de conservación de las especies y hábitats en el área no se vea comprometido por los cambios en la disponibilidad y/o calidad de los recursos hídricos.

10.3 Pautas y normativas sobre el reúso de las aguas tratadas

10.3.1 Panorámica general

La necesidad de minimizar los riesgos para la salud y el medio ambiente, que puede conllevar el reúso de las aguas tratadas, ha conducido al desarrollo de pautas y normas para el uso seguro de las mismas en un número cada vez mayor de países (Tablas 10.6 y 10.7).

Algunas organizaciones internacionales y nacionales han desarrollado guías de referencia para el reúso de las aguas tratadas. Algo fundamental, ya que la gestión de los riesgos para la salud y el medioambiente derivados de este reúso requiere una orientación de alto nivel, basada en un consenso científico-técnico amplio. Estas guías se aplican a las aguas residuales urbanas de instalaciones municipales, u otras instalaciones de tratamiento de aguas residuales, que tienen un aporte limitado de aguas industriales.

Tabla 10.6. Pautas de reúso de agua desarrolladas por organizaciones internacionales *(Adaptado de EC, 2014).*

Organización	Guía	Comentarios
Organización Mundial de la Salud (OMS-WHO).	Directrices para el uso seguro de aguas residuales, excretas y aguas grises (2006).	Volumen 1: aspectos normativos y regulatorios.Volumen 2: uso de aguas residuales en la agricultura.Volumen 3: uso de aguas residuales y excretas en acuicultura.Volumen 4: uso de excretas y aguas grises en la agricultura.

Unión Europea	Reglamento que recoge los requisitos mínimos para el reúso de las aguas en riego agrícola (2019).	
Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA).	Directrices para la reutilización de aguas residuales municipales en la región mediterránea (2005).Desarrollo de indicadores de desempeño para la operación y mantenimiento de plantas de tratamiento de aguas residuales y reutilización de aguas residuales (2011).	
Programa del Decenio del Agua de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de Capacidades (UNW-DPC).	Procedimientos en el proyecto de **UNWater**:*"Uso seguro de las aguas residuales en la agricultura (2013)".*	
Organización Internacional de Normalización (ISO / TC 282).	ISO 16075-1: La base de un proyecto de reutilización para riego. (2015).ISO 16075-2: Desarrollo del proyecto. (2015).ISO 16075-3: Componentes de un proyecto de reutilización para riego. (2015). ISO 16075-4: Monitoreo. (2017).	La estandarización del reúso de las agua de cualquier tipo y para cualquier propósito. Abarca la reutilización de agua centralizada y descentralizada o "in situ", la reutilización directa e indirecta, así como la reutilización intencional e involuntaria.
Organización Internacional de Normalización (ISO/TC 282).	ISO 20426 (2018): Pautas para la evaluación y gestión de riesgos para la salud para la reutilización de agua no potable.	El objetivo de este documento es servir de pautas técnicas para la evaluación y gestión de los riesgos para la salud asociados con los patógenos contenidos en el agua regenerada.
Organización Internacional de Normalización (ISO/TC 282).	ISO 20761 (2018): Reutilización del agua en zonas urbanas: directrices para la evaluación de la seguridad en la reutilización del agua. Parámetros y métodos de evaluación.	
Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO).	Calidad del agua para la agricultura (1994).	
Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (USEPA).	Pautas para la reutilización del agua (2012).	Estas pautas incluyen los siguientes problemas:-Aplicaciones de reutilización de aguas: urbanas (restringidas y no restringidas), agrícolas (cultivos alimentarios, cultivos no alimentarios), recarga de acuíferos para beber, riego de jardines, mejora ambiental y otros usos no relacionados con el consumo de agua.-Procesos de tratamiento.-Criterios de calidad del agua.-Control del agua.-Medidas preventivas "in situ".-Monitoreo ambiental.-Estrategias de comunicación.

Tabla 10.7. Tipo y características de la norma de reúso de agua existentes en diferentes países *(Adaptado de EC, 2014).*

País	Tipo de norma y características	Comentarios
Abu Dhabi, Dubai, Omán, Bahréin (EAU), Catar	Normas referentes a estándares de calidad.	
Australia	Nivel nacional, pautas: Gobierno de Australia (NRMMCEPHC-AHMC).Pautas para el reciclaje del agua: gestión de riesgos para la salud y el medio ambiente:2006: aumento de los suministros de agua potable.2008: aprovechamiento y reutilización de aguas pluviales.2009: recarga de acuíferos gestionados.	Especificaciones por áreas administrativas.
Canadá	Directrices canadienses para el agua doméstica regenerada para su uso en el lavado de inodoros y urinarios (2010).	Se refieren únicamente a aguas grises.
China	Estándar nacional de calidad del agua regenerada de China. Estándar nacional de China GB / T 18920-2002, GB / T 19923-2005, GB / T 18921-2002, GB 20922-2007 y GB / T 19772-2005.	
Estados Unidos	Nivel nacional: Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos.	No existen regulaciones federales que rijan la reutilización del agua, por lo que las reglamentaciones se han desarrollado estado por estado.
Israel	Reglamento del Ministerio de Salud (2005).	Uso de irrigación agrícola sin restricciones. Basado en los estándares del Título 22 de California, muy restrictivo. Se incluyen métodos de tratamiento y distancias de seguridad.
Japón	Instituto Nacional de Gestión de Tierras y de Infraestructura: Informe del Proyecto de Calidad de Agua Microbiana en Aguas Residuales Tratadas y Cloacas tratadas (2008).	
Jordania	Base técnica jordana nº 893/2006.Plan jordano de gestión de reutilización de agua (política).	Propósitos de riego, recarga de acuíferos artificiales para usos no potables. Más estricto que las directrices de la OMS, pero menos que el Título 22 de California.

Marruecos	Orden No. 1276-01 de los Estándares de Calidad del Agua para Irrigación (2002).En marzo de 2013, se desarrolló el proyecto de revisión de estándares de calidad para aguas residuales tratadas para riego de cultivos y riego de espacios verdes. Este proyecto ha sido evaluado por la Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional (USAID).	Riego agrícola.
México	Norma Mexicana NOM-001-ECOL-1996, que rige la reutilización de aguas residuales en la agricultura.	
Palestina	Directrices recomendadas por el Instituto Palestino de Normalización para las características de las aguas residuales tratadas según las diferentes aplicaciones.	
Sudáfrica	Políticas:Última revisión de la Ley de servicios de agua de 1997, relativa a aguas grises y efluentes tratados (DWAF, 2001).Última revisión de la Ley Nacional del Agua de 1998, 37 (1) (DWAF, 2004a), relativa al riego de cualquier tierra con desechos, o agua que contenga residuos generados a través de cualquier actividad industrial, o por una obra hidráulica.	Norma: Government Gazette No. 9225, Regulation 991: Requisitos para la recuperación de aguas residuales o efluentes (EAF, 1984). Guías: Guía sudafricana para la utilización permisible y la eliminación del efluente tratado (DNHPD, 1978).Directrices sudafricanas sobre la calidad del agua (DWAF, 1996).
Túnez	Norma para el uso de aguas residuales tratadas en la agricultura (NT 106-109 de 1989) y lista de cultivos que pueden irrigarse con aguas residuales tratadas (Ministerio de Agricultura, 1994).La reutilización de aguas residuales en la agricultura está regulada por el Código de Aguas de 1975 (ley No. 75-16 de 31 de marzo de 1975), el Decreto de 1989 No. 89-1047 (28 de julio de 1989) y por la norma tunecina para las Directrices de la Organización.	Usos agrícolas. Las reglamentaciones prohíben que el riego con aguas residuales de vegetales que se consuman crudos y el de pastos.
Turquía	La reutilización del agua se legitimó oficialmente en 1991, a través de la regulación para la reutilización de aguas residuales de irrigación emitida por el Ministerio de Medio Ambiente. De acuerdo con las "Regulaciones de Control de Contaminación del Agua".	Usos agrícolas. La norma se refiere a los métodos de tratamiento y a la sostenibilidad de las aguas residuales tratadas industrialmente para el riego.

A continuación, se analizan, con un mayor grado de detalle, las normativas de la OMS, la Unión Europea y México. Esta selección de normativas viene justificada en el caso de la OMS por tratarse de la norma internacional de referencia por excelencia, en el caso de la Unión Europea por ser la norma más actualizada y, por último, en el caso de México, por tratarse del país latinoamericano más relevante que cuenta con norma de reúso. También, se trata el caso de Bolivia, por ser el país objetivo de la presente guía.

10.3.1.1 OMS

La Organización Mundial de la Salud (OMS-WHO) publicó en 2016 las *Directrices para el uso seguro de aguas residuales, excretas y aguas grises,* que constan de cuatro volúmenes, tal como se recoge en la Tabla 10.6.

Este documento se ha ido revisando y ampliando, a lo largo del tiempo:

- En el periodo 2015-2017 se publicaron directrices que cubrían los diferentes usos de las aguas tratadas (reúso urbano, actualizaciones sobre agricultura/acuicultura, reúso potable indirecto, reúso de aguas grises en edificios).

- En 2016 se publicó el documento "*Planificación de la seguridad del saneamiento. Manual para el uso y la disposición seguros de aguas residuales, aguas grises y excretas*".

- En 2019 se publicación las directrices finales, incluyendo un capítulo común sobre planificación de la seguridad y otros aspectos generales, y capítulos separados que cubren las diferentes aplicaciones. Estos capítulos incluyen valores de referencia, según corresponda, para los diferentes tipos de aplicaciones.

El enfoque de estas directrices es novedoso, pues no sólo se centra en las reducciones de patógenos que tienen lugar en los tratamientos, sino que se introduce el concepto de barreras, como aquellas medidas aplicables al margen de los tratamientos, que consiguen también la reducción de patógenos (por ejemplo el riego por goteo, la muerte natural de los microorganismos por estar expuestos a la acción de los rayos del sol, etc.). De este modo, la reducción de patógenos se puede conseguir, o bien sólo mediante el tratamiento, o bien mediante el tratamiento combinado con alguna de estas barreras.

En estas directrices se establece un nivel definido de protección de la salud para una exposición dada, basándose en una medida de la enfermedad, como es el caso del concepto ***DALY*** *(**D**isability **A**djusted **L**ife **Y**ear),* o año de vida ajustado por discapacidad, por persona y año.

Una vez definido el objetivo de salud, se especifica una combinación de medidas de protección de la salud, para poder alcanzar este objetivo. Estas medidas pueden incluir: restricciones de los productos agrícolas a regar; técnicas de aplicación de las aguas residuales tratadas; medidas para el control de la exposición de trabajadores y agricultores; tecnologías de tratamiento de las aguas residuales, las excretas y las aguas grises; y otras intervenciones para minimizar los riesgos, como pueden ser: el lavado y enjuague de los vegetales regados y la adecuada cocción de los alimentos antes de su consumo.

Los objetivos basados en la salud deben establecerse a nivel nacional, deben ser factibles de implementarse en las circunstancias locales y deben formar parte del marco regulatorio general.

El documento incluye directrices para el riego agrícola, la acuicultura y para el uso de excretas y de las aguas grises. En el caso de la agricultura, la Tabla 10.8 recoge los objetivos, basados en la salud, para el reúso de las aguas residuales tratadas.

Tabla 10.8. Objetivos basados en la salud y objetivos de reducción de helmintos para el uso de aguas residuales tratadas en la agricultura.

Tipo de riego	Objetivo basado en la salud para patógenos virales, bacterianos y protozoos	Objetivo de reducción para huevos de helmintos
Sin restricciones	≤ 10^{-6} DALY por persona y año[1]	≤ 1 por Litro (media aritmética)[2,3]
Restringido	≤ 10^{-6} DALY por persona y año[1]	≤ 1 por Litro (media aritmética)[2,3]
Localizado (por ejemplo, por goteo)	≤ 10^{-6} DALY por persona y año[1]	a) Cultivos de ciclo corto[4] ≤ 1 por Litro (media aritmética b) Cultivos de ciclo largo[4,5] No existe recomendación

[1]El objetivo basado en la salud se puede lograr, para el riego sin restricciones y localizado, mediante una reducción de organismos patógenos de 6-7 unidades logarítmicas, obtenida mediante la combinación del tratamiento de las aguas residuales con otras medidas de protección de la salud. Para el riego restringido el objetivo se logra mediante una reducción de los organismos patógenos de 2-3 unidades logarítmicas.
[2]Cuando estén expuestos niños menores de 15 años, deben tomarse medidas adicionales para la protección de su salud.
[3]Se debe determinar la media aritmética durante toda la temporada de riego. El valor medio de ≤1 huevo de helmintos por litro debe alcanzarse para al menos el 90% de las muestras. Con algunas tecnologías de tratamiento, como es el caso de las Lagunas de Estabilización, se puede emplear el tiempo de retención hidráulica como sustituto para garantizar el cumplimiento del requisito de ≤1 huevo por litro.
[4]Los cultivos de ciclo largo incluyen: árboles frutales, olivos, etc.
[5]No se deben recoger los frutos del suelo.

Para finalizar, debe recalcarse que el objeto de esta guía es únicamente la protección de la salud, por lo que en lo referente a impactos medioambientales no se establecen límites.

10.3.1.2 Unión Europea (UE)

El 18 de diciembre de 2019 el Consejo de Europa aprobó un reglamento que recoge los requisitos mínimos para el reúso de las aguas en riego agrícola, de acuerdo con la Tabla 10.9.

Tabla 10.9. Requisitos de calidad del agua reusada para riego agrícola.

Clase de calidad del agua reusada	Tipo de tratamiento	Requisitos de calidad				
		E. coli (nº/100 mL)	DBO_5(mg/L)	SST (mg/l)	Turbidez (NTU)	Otros
A	Tratamiento secundario, filtración y desinfección	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 5	*Legionella spp.*; <1.000 UFC/L cuando haya riesgo de aerosolización. Nematodos intestinales (huevos de helmintos); ≤ 1 huevo/L para irrigación de pastos o forraje
B	Tratamiento secundario y desinfección	≤ 100	De acuerdo a la Directiva 91/271 CEE (Anexo I, Tabla 1)	De acuerdo a la Directiva 91/271 CEE (Anexo I, Tabla 1)	-	
C	Tratamiento secundario y desinfección	≤ 1.000			-	
D	Tratamiento secundario y desinfección	≤ 10.000			-	

Al día de hoy, el sur de Europa lidera el reúso del agua en el continente europeo. Los criterios de calidad para el reúso del agua en estos países derivan de las directrices de California (caso de Grecia, Chipre e Italia), de las directrices australianas (caso de Francia), o de una combinación de las anteriores (caso de España y Portugal).

Los estándares de Chipre, Francia, Grecia, Italia y España están incluidos en el cuerpo normativo de sus respectivas legislaciones nacionales. En Portugal, aunque no llega a nivel de norma, sino que se trata de directrices, el gobierno nacional las tiene en cuenta a la hora de emitir permisos de reúso de agua en el país.

Todos los estándares mencionados se refieren al reúso de efluentes de aguas tratadas urbanas e industriales, excepto los estándares de Chipre y Portugal, que se refieren sólo a las aguas tratadas urbanas.

La Tabla 10.10 recoge los estándares sobre reúso más representativos en países de la Unión Europea. En general, estos estándares abarcan los siguientes aspectos relacionados con el reúso de las aguas tratadas:

- Usos previstos.
- Parámetros analíticos.
- Valor límite máximo permitido para cada parámetro.
- Protocolos de monitoreo.
- Medidas preventivas adicionales para la protección de la salud y del medio ambiente.

La mayoría de los estándares están destinados a aplicaciones agrícolas, urbanas e industriales.

Tabla 10.10. Estándares más representativos sobre el reúso de aguas tratadas en los Estados miembros de la UE *(Adaptado de EC, 2014).*

País	Normativa	Institución
Chipre	Ley 106 (I) 2002: Control de la contaminación del agua y del suelo y regulaciones asociadas. KDP 772/2003, KDP 269/2005.	Ministerio de Agricultura, Recursos Naturales y Departamento de Desarrollo del Agua del Medio Ambiente (División de Aguas Residuales y Reutilización).
España	Real Decreto 1620/2007. Marco legal para la reutilización de aguas residuales tratadas.	Ministerio de Medio Ambiente.Ministerio de Agricultura, Alimentación y Pesca. Ministerio de Salud.
Francia	JORF num.0153, 4 de julio de 2014. Orden de 2014, relacionada con el uso del agua de aguas residuales urbanas tratadas para el riego de cultivos y áreas verdes.	Ministerio de Salud Pública. Ministerio de Agricultura, Alimentación y Pesca. Ministerio de Ecología, Energía y Sostenibilidad.
Grecia	CMD No 145116.Medidas, límites y procedimientos para la reutilización de aguas residuales tratadas.	Ministerio de Medio Ambiente, Energía y Cambio Climático.
Italia	DM 185/2003. Medidas técnicas para la reutilización de aguas residuales.	Ministerio de Medio Ambiente.Ministerio de Agricultura.Ministerio de Salud Pública.
Portugal	NP 4434 2005.Reutilización de aguas urbanas regeneradas para riego.	Instituto Portugués de la Calidad.

En el caso del reúso directo de las aguas tratadas (las aguas se reúsan directamente tras un proceso de regeneración, más o menos intenso, según el uso a que se destinen), a modo de ejemplo, la Tabla 10.11 recoge los grupos de calidad en función de los límites bacteriológicos establecidos en el R.D. 1620/2007 para cada uso, en el caso concreto de España.

La Autoridad Reguladora Española de Servicios Ambientales ha publicado una Guía Técnica detallada para la aplicación del Real Decreto 1620/2007 sobre reutilización del agua (*Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino, MARM, 2010)*, donde se incluyen:

- Aplicación de los aspectos clave, procedimiento para obtener permiso de reúso de agua y preguntas frecuentes sobre la aplicación de la regulación.
- Calidad del agua regenerada (control, mantenimiento, evaluación de calidad y distribución de responsabilidades en calidad e inspección).
- Prescripciones técnicas para un sistema de reúso de agua (recuperación de agua, líneas de tratamiento según calidad, red de transporte y mantenimiento y control de instalaciones).
- Normas de seguridad para el público, los trabajadores y los usuarios.

Tabla 10.11. Grupos de calidad en función de los límites bacteriológicos establecidos en el R.D. 1620/2007.

USOS		Valor Máximo Admisible (VMA)			
		Calidad	*E. coli* UFC/100 mL	Nematodos huevos /10 L	*Legionella spp.* UFC/L[1]
Industrial 3.2 a)	Torres de refrigeración y condensadores evaporativos.	A	Ausencia	1	Ausencia
Urbano 1.1 a) y b)	Riego de jardines privadosDescarga de aparatos sanitarios.		Ausencia	1	100
Ambiental 5.2 a)	Recarga de acuíferos por inyección directa.		Ausencia	1	No se fija límite
Urbano 1.2 a), b), c) y d)	Riego zonas verdes urbanas, baldeo de calles, sistemas contra incendios y lavado de vehículos.	B	200	1	100
Agrícola 2.1 a)			100	1	1.000
Recreativo 4.1 a)	Riego agrícola sin restricciones. Riego de campos de golf.		200	1	100

Agrícola 2.2 a), b) y c)	Riego de productos agrícolas para consumo humano no en fresco. Riego de pastos para animales productores. Acuicultura.	C	1.000	1[2]	No se fija límite
Industrial 3.1 c)	Aguas de proceso y limpieza para uso en la industria alimentaria.		1.000	1	100
Ambiental 5.1 a)	Recarga de acuíferos por percolación a través del terreno		1.000	No se fija límite	No se fija límite
Agrícola 2.3 a), b) y c)	Riego de cultivos leñosos sin contacto con los frutos. Riego de cultivos de flores, viveros e invernaderos, sin contacto con producción.Riego de cultivos industriales no alimentarios.	D	10.000	1	100
Industrial 3.1 a) b)	Otros usos industriales		10.000	No se fija límite	100
Recreativo 4.2 a)	Estanques, masas de agua y caudales ornamentales, con acceso impedido al público.		10.000	No se fija límite	No se fija límite
Ambiental 5.3 a) y b)	Riego de bosques y zonas verdes no accesibles al públicoSilvicultura	E	No se fija límite	No se fija límite	No se fija límite
Ambiental 5.4 a)	Mantenimiento de humedales, caudales mínimos.	F	La calidad requerida se estudiará caso por caso		

[1]*Legionella* sólo se controla cuando existe riesgo de formación de aerosoles.[2]Si se riegan pastos para consumo de animales productores de carne, se limita también los huevos de *Taenia saginata* y de *Taenia solium* a 1 huevo/L.

10.3.1.3 México

La Norma Oficial Mexicana NOM-003-SEMARNAT-1997, regula la calidad mínima del agua destinada para el riego agrícola, a través de los límites máximos permisibles para los parámetros fisicoquímicos y bacteriológicos establecidos (Tabla 10.12). Igualmente, prohíbe el riego de hortalizas que se consumen crudas con aguas residuales sin tratar.

Tabla 10.12. NOM-003-SEMARNAT-1997. Límites máximos permitidos de contaminantes. Promedio mensual.

Tipo de reúso	Coliformes fecales (NMP/100 mL)	Huevos de helminto (huevo/L)	Aceites y grasas (mg/L)	DBO_5 (mg/L)	SST (mg/L)
Servicios al público con contacto directo	240	1	15	20	20
Servicios al público con contacto indirecto u ocasional	1.000	5	15	30	30

La Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), órgano de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT) encargada de la administración y preservación de las aguas nacionales, cuenta con el Programa de Reúso e Intercambio de Agua Residual Tratada, para promover el reúso de aguas tratadas y fomentar el manejo sustentable del recurso. Este programa forma parte del Plan Nacional de Desarrollo 2007-2012.

El gobierno propone fomentar el reúso en actividades agrícolas, riego de áreas verdes, procesos industriales, etc., y el intercambio por agua de primer uso en el caso de actividades en las que esto es factible, como en la agricultura y en la industria.

10.3.1.4 Bolivia

El Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica (RMCH), en su Artículo 67 (Capítulo V DEL REÚSO DE AGUAS), recoge que: "*el reúso de aguas residuales crudas o tratadas por terceros, será autorizado por el Prefecto, cuando el interesado demuestre que estas aguas satisfacen las condiciones de calidad establecidas en el Cuadro Nº 1 -ANEXO A- del presente Reglamento*".

EL RMCH distingue seis tipos de usos (usos 2, 4, 5, 6, 7 y 8), que se relacionan, respectivamente con: la recreación de contacto primario, el riego de hortalizas de consumo crudo, el abastecimiento industrial, la acuicultura, el abrevadero de animales y la navegación, para los cuales se definen unos límites para poder aplicar el reúso en ellos (ver apartado 4.11 de esta guía). Si bien, en todos los casos se trata de un reúso indirecto, tras dilución de los efluentes de las PTAR con los cauces receptores.

En la actualidad, Bolivia carece de una normativa para el reúso directo de las aguas tratadas, que tipifique los valores de los parámetros indicadores de la calidad de estas aguas para los diferentes usos.

Mientras no exista una legislación detallada de reúso, se recomienda que los vacíos normativos que existan al respecto se completen teniendo en consideración, por este orden, las siguientes normativas:

1. Normativa OMS.

2. Normativas existentes en países con experiencia contrastada en reúso y con un contexto socioeconómico similar al boliviano.

3. Normativas existentes en países con un grado de desarrollo diferente al de Bolivia, caso de España, Estados Unidos o Australia.

10.4 Estado del reúso de las aguas tratadas en Bolivia y en países limítrofes

10.4.1 La situación del reúso de aguas tratadas en Bolivia

De acuerdo con el estudio "*Sistematización sobre tratamiento y reúso de aguas residuales (MMAyA, 2013)*", el reúso de las aguas tratadas o no, provenientes de centros urbanos, es una práctica común en regiones áridas y semiáridas de Bolivia y que debido a la escasez, el difícil acceso y el incremento de la demanda del recurso, se constituye en una apreciable fuente suplementaria de agua.

Este estudio estima en 5.700 las hectáreas que se regaban con aguas residuales, especialmente en el departamento de Cochabamba, que copaba el 46% del aprovechamiento de aguas residuales tratadas y sin tratar (Figura 10.3) *(MMAyA, 2013)*.

Las extensiones de los cultivos que se riegan con las aguas residuales se muestran en la Figura 10.4 *(MMAyA, 2013)*.

Figura 10.3. Hectáreas regadas con aguas residuales en los distintos departamentos bolivianos.

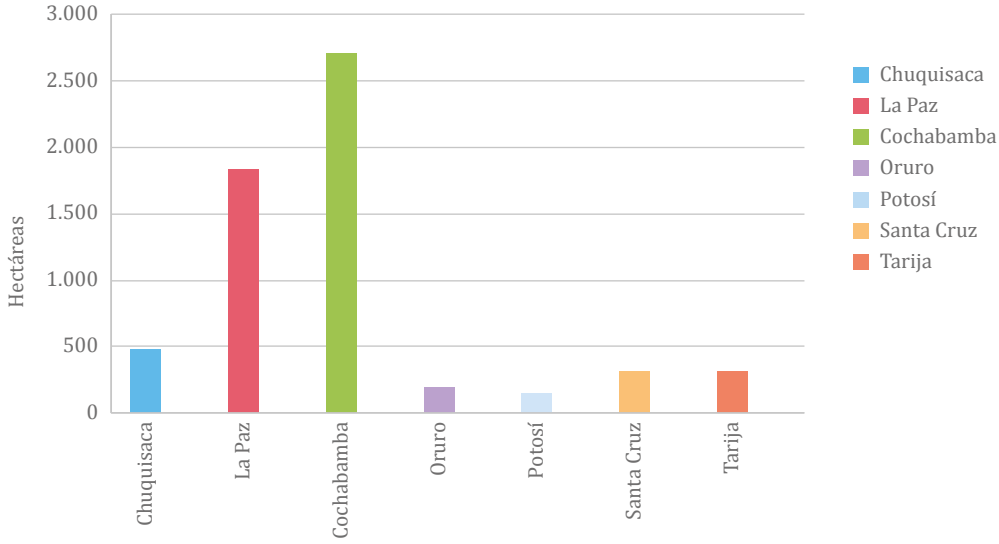
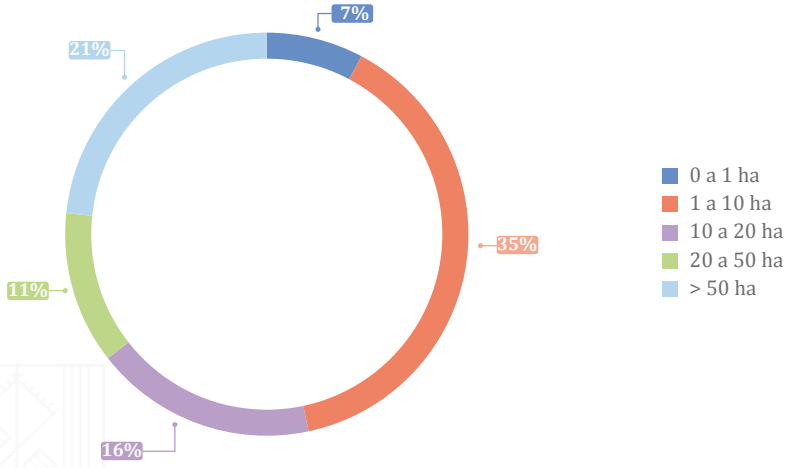


Figura 10.4. Extensión de los cultivos regados con aguas residuales.



Un 17% de las aguas no se reúsa en riego agrícola, sino en otros usos, como pueden ser el lavado de minerales, o la fabricación de adobes.

Como principales conclusiones de este estudio, cabría destacar las siguientes:

- En Bolivia se emplean aguas residuales, tratadas o no, como fuente de agua de riego en casi todos los lugares donde existe una red de alcantarillado.

- Este recurso se usa indiscriminadamente, sin control de los efectos que en la salud puedan tener los productos regados con estas aguas.

- Existe una debilidad institucional, normativa, técnica y social en el tema de tratamiento de aguas residuales, contemplando desde el diseño hasta la puesta en marcha de los proyectos de PTAR. Al igual que se muestra que hay un uso irrestricto de agua residual sin tratar en una variedad de actividades, resaltando principalmente el riego agrícola de una diversidad de productos, lo que resulta perjudicial para la salud de la población.

- No es posible el reúso de aguas sin alcantarillados bien operados, ni sin tratamientos que funcionen adecuadamente, pues no se alcanzarían las metas de salud, que son el objetivo principal del reúso del agua en riego.

- No existe una norma de reúso de aguas residuales tratadas que establezca:

  - Los parámetros de calidad de efluentes para los diferentes tipos de cultivos.

  - Una clasificación de los tipos de cultivos.

  - Los reglamentos y guías técnicas de diseño de PTAR con fines de reúso.

  - La funciones de los entes responsables (quién ejecuta, quién administra, etc.).

- Es evidente el rechazo al emplazamiento de PTAR por parte de los vecinos, especialmente donde el lugar de emplazamiento está muy cerca de núcleos urbanos.

- Es imperativo trabajar en la recolección de datos de salud del entorno en el cual se dan las relaciones de producción/comercio de productos regados con aguas residuales tratadas, incluyendo los datos de reducción bacteriológica y de huevos de helmintos, o en el efluente de la PTAR o en el terreno, según la práctica de aplicación del método de riego empleado.

- Se necesita interactuar con las universidades en su conjunto para cambiar o modificar la currícula de estudio en el diseño y operación de plantas de tratamiento con fines de reúso, establecer programas de capacitación y posgrado, además de proyectos de investigación que adapten, mejoren o propongan, nuevos métodos de tratamiento que se puedan emplear en el país.

- Se debe trabajar en una propuesta de reformulación de los parámetros de calidad del agua para riego, tipo de cultivo y descarga de aguas tratadas a los cuerpos de agua, contenidos en la Ley 1333, especialmente en aquellos que sean utilizados para el monitoreo del funcionamiento de las PTAR.

- Las líneas estratégicas planteadas sólo son posibles a través de una adecuada interrelación con todos los actores del reúso de aguas residuales tratadas, incluyendo la definición de responsabilidades y la parte que toca a cada sector en el financiamiento, operación y mantenimiento, o en el establecimiento de los incentivos.

A nivel de planificación, la ENTAR establece:

- En su eje "Marco Normativo" una línea de acción que pone de manifiesto la necesidad de formular el Reglamento Ambiental del sector de Agua Potable y Saneamiento básico, en el que se especifiquen los procedimientos para el aprovechamiento de aguas residuales regeneradas en riego.

- En su eje "Técnico-ambiental" un objetivo específico sobre el incentivo del reúso del agua en Bolivia, con dos líneas de acción al respecto, una que incide en actualizar y profundizar el estudio de la factibilidad del

reúso del aguas residuales tratadas para riego de cultivos y otra que especifica el desarrollo de modelos de alianzas entre gobiernos municipales, EPSA y regantes para el reúso de aguas residuales tratadas.

Ya se dispone en el territorio de estudios encaminados a establecer propuestas de futuros límites en la regeneración de aguas, pero tan sólo a escala local, como son los casos de Cochabamba (*France, 2017)* y Tarija *(Cabero, 2017).*

10.4.2 El reúso de aguas tratadas en Brasil

En Brasil sólo el 37% de las aguas residuales generadas se tratan *(SNIS, 2014)* y tan sólo en el 8,3% de los municipios brasileños, en los que se tratan el agua residual (unos 125), se lleva a cabo alguna fórmula de reúso de la aguas residuales tratadas.

La mitad de las aguas tratadas que se reúsan se destinan a usos agrícolas, seguido de los usos urbanos, siendo minoritaria la reutilización industrial *(IBGE, 2008).*

En cuanto a las normativas y regulaciones, ya en 1977 se consideraba el reúso de las aguas tratadas como un recurso hídrico alternativo, dentro de la Política Nacional de Recursos Hídricos. No obstante, esa consideración no se ha traducido en ninguna norma de rango nacional, aunque existen lineamientos no obligatorios. Así, la norma NBR 13969/1997 contiene opciones para el tratamiento y uso final de efluentes de Tanques Sépticos. En uno de los apartados de esta norma se fomentan propuestas para el reúso de las aguas tratadas, distinguiendo categorías relacionadas con el uso final y la calidad requerida *(GWI, 2012).*

10.4.3 El reúso de aguas tratadas en Chile

El país cuenta con una tasa de tratamiento de aguas residuales muy elevada, pues la cobertura de alcantarillado alcanza el 97%, tratándose el 99% de las aguas recolectadas en alguna de las 290 PTAR existentes en el país.

Las estimaciones realizadas por la FAO (2017), indican que en Chile se reutilizan de forma planificada unos 13 millones de metros cúbicos anuales, lo que supone algo más del 1% de las aguas residuales tratadas a nivel nacional.

En lo que respecta a las normas y regulaciones, Chile cuenta con la norma NCh 1333/87, que establece las recomendaciones de calidad del agua para

riego y usos ambientales y recreativos (p.ej. <1.000 UFC de coliformes fecales por 100 mL de agua de riego).

Para cumplir la norma, las aguas residuales deben ser regeneradas convenientemente antes de su utilización. Si bien la norma no es de obligado cumplimiento, sí que se usa para otorgar autorizaciones ambientales para aquellos proyectos que contemplen el uso de agua para los fines indicados.

Con fecha de 15 de febrero de 2018 se publicó en el Diario Oficial la Ley Nº 21075, que regula la recolección, reúso y disposición de aguas grises y que establece y regula los sistemas de reúso de este tipo de aguas aplicable a áreas urbanas y rurales, con el objetivo de lograr un uso más eficiente de los recursos hídricos.

Esta Ley prohíbe el reúso de las aguas grises tratadas para el consumo humano y, en general, servicios de provisión de agua potable, así como riego de frutas y hortalizas que crecen a ras de suelo y suelen ser consumidas crudas por las personas, o que sirvan de alimento a animales que pueden transmitir afecciones a la salud humana; procesos productivos de la industria alimenticia; uso en establecimientos de salud en general; cultivo acuícola de moluscos filtradores; uso en piletas, piscinas y balnearios; uso en torres de refrigeración y condensadores evaporativos; uso en fuentes o piletas ornamentales en que exista riesgo de contacto del agua con las personas y cualquier otro uso que la autoridad sanitaria considere riesgoso para la salud.

10.4.4 El reúso de aguas tratadas en Paraguay

La cobertura de alcantarillado en Paraguay para recolectar las aguas residuales era tan sólo del 10% en 2013 *(OMS-UNICEF, 2015)*. Sin embargo, de acuerdo a la información de la FAO, en 2015 el 89% de la población tenía acceso a sistemas de saneamiento mejorado.

En las zonas urbanas el acceso a saneamiento mejorado es elevado (95% de la población), aún cuando no todos son alcantarillados, mientras que en las zonas rurales alcanza al 78% de la población *(OMS-UNICEF, 2015)*. En las zonas urbanas donde no hay alcantarillado se suelen utilizar letrinas y pozos ciegos.

La superficie regada con aguas residuales diluidas (reutilización indirecta) no se conoce y no se ha reportado el uso directo de aguas residuales tratadas, o sin tratar, para riego.

La única experiencia documentada de reúso de agua no es en riego, sino en la limpieza de calles de una población del Chaco paraguayo *(Leguizamón, 2012)*.

No existen en el momento programas o políticas del gobierno nacional, o local, dirigidas a los agricultores que trabajan con aguas residuales (tratadas o no) en las zonas de riego agrícola.

10.4.5 El reúso de aguas tratadas en Perú

En el Perú, aproximadamente 16 millones de habitantes tenían acceso en 2015 a sistemas de recolección de aguas residuales, lo que supone el 49,7% de la población total *(SUNASS, 2015)*.

La Autoridad Nacional del Agua (ANA), autorizó en 2012 el reúso de aguas residuales tratadas por un volumen anual total equivalente a 30.309.102 m³ *(ANA, 2012)*. De esta cantidad, el 67% correspondía a aguas residuales de origen doméstico y el resto a aguas residuales industriales.

Los usos a los que se destinan las aguas residuales tratadas incluyen: el regadío de cultivos (algodón, maíz, tara, algarrobo y remolacha), el riego de parques y jardines (59,7%), el control del polvo (22,6%), el baldeo (14,5%) y las actividades industriales (3,2%).

Recientes estudios indican que se riegan 13.200 hectáreas agrícolas con aguas residuales tratadas, el 95% de ellas ubicadas en la zona árida de la costa peruana. Se estima que las aguas residuales producidas actualmente en el país podrían llegar a irrigar 69.000 hectáreas agrícolas, o 124.000 hectáreas forestales *(Moscoso, 2016)*.

En 2010 la FAO (2017) formuló los lineamientos de política para la promoción del tratamiento para el reúso de las aguas tratadas en el riego de áreas verdes urbanas y periurbanas, a través de un comité multisectorial, integrado por los Ministerios de Vivienda, Salud y Ambiente, la Autoridad Nacional del Agua y la Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento.

En 2015 se desarrolló el proyecto *"Desarrollo de las capacidades institucionales y técnicas de la Autoridad Nacional del Agua (ANA) en el uso seguro y productivo de las aguas residuales en la agricultura en las Guías OMS-FAO del 2006"*.

Bajo la supervisión de la FAO, la Dirección de Estudios de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales de la ANA, ha realizado una revisión de la normatividad sobre el reúso de las aguas residuales, ha elaborado un manual de buenas prácticas y ha capacitado a sus profesionales en este tema.

10.4.6 El reúso de las aguas tratadas en México

Si bien no se trata de un país limítrofe con Bolivia, se ha considerado oportuno recoger su experiencia en materia de reúso de las aguas tratadas, dada la alta incidencia que esta práctica tiene en este país.

De acuerdo a los datos de la FAO (2016), el 92,2% de las aguas residuales urbanas mexicanas se recolectaban mediante redes de alcantarillado, u otros sistemas. De ellas, el 49% aproximadamente se dirigió a alguna de las más de 2.300 estaciones de tratamiento existentes en el país.

Se estima que en el año 2014 en México se reusaron, directa o indirectamente, 5.051 hm^3 de aguas residuales, siendo la agricultura el mayor usuario de estas aguas (82% aproximadamente).

10.5 Tecnologías de regeneración

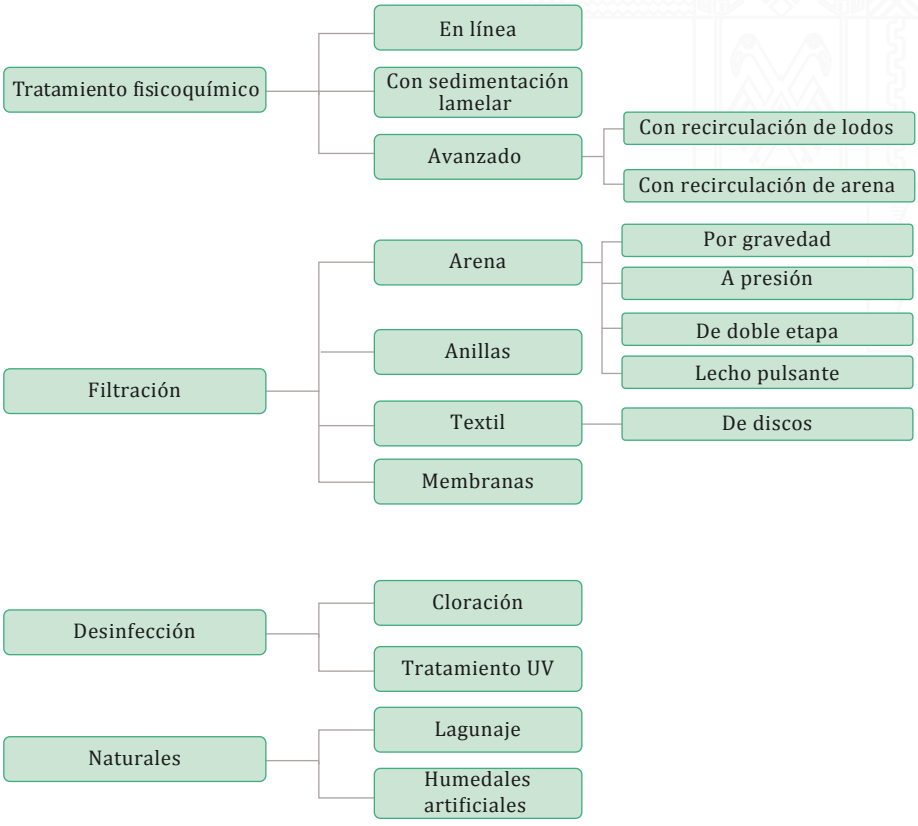
Entendemos por regeneración el conjunto de tratamientos a los que se someten las aguas ya tratadas, al objeto de su reúso para distintos fines (agrícolas, industriales, medioambientales, recreativos, etc.).

En este apartado se describen las distintas tecnologías que se emplean para el tratamiento de los efluentes de las PTAR en vista a su regeneración.

En la Figura 10.5 se presenta un esquema general con las distintas operaciones y procesos básicos más habituales empleados en la regeneración de las aguas residuales tratadas.

De estos procesos, los basados en tecnologías naturales (Lagunas de Maduración y Humedales Artificiales) y los de desinfección (Cloración y Radiación UV) se contemplan en detalle en el Capítulo 9 de la presente guía, mientras que el resto se analizan a continuación.

Figura 10.5. Procesos para la regeneración de las aguas residuales tratadas.



10.5.1 Tratamientos fisicoquímicos

El objetivo básico de los tratamientos fisicoquímicos se centra en la reducción de los sólidos en suspensión y de la materia coloidal. Otros objetivos se enfocan a la eliminación de fósforo, sulfatos o metales pesados.

Además, este tipo de tratamientos facilita el correcto funcionamiento de las etapas posteriores de regeneración, a la vez que constituye un eficaz tampón frente a posibles cambios en la calidad de las aguas tratadas.

En los tratamientos fisicoquímicos, mediante la adición de reactivos a las aguas tratadas, se logra la formación de flóculos más densos que el agua, que engloban a la materia en suspensión y coloidal, que posteriormente se separan del agua por algún tipo de proceso físico (sedimentación, filtración).

El proceso de tratamiento transcurre en dos etapas diferenciadas:

- Etapa de coagulación: en la que se adicionan reactivos químicos (coagulantes), que se mezclan por medios mecánicos con el agua, lo que favorece la agregación de la materia en suspensión y coloidal y la generación de flóculos.

- Etapa de floculación: en la que los flóculos generados en la etapa anterior aumentan de tamaño.

Con un sistema de tratamiento fisicoquímico bien dimensionado, operado y mantenido, se pueden alcanzar valores de sólidos en suspensión por debajo de 3 mg/L y un valor de turbidez que puede llegar hasta 2 UNT.

Finalmente, hay que indicar que los tratamientos fisicoquímicos tienen un cierto poder desinfectante, ya que las bacterias y virus fijados a los sólidos en suspensión son eliminados con estos.

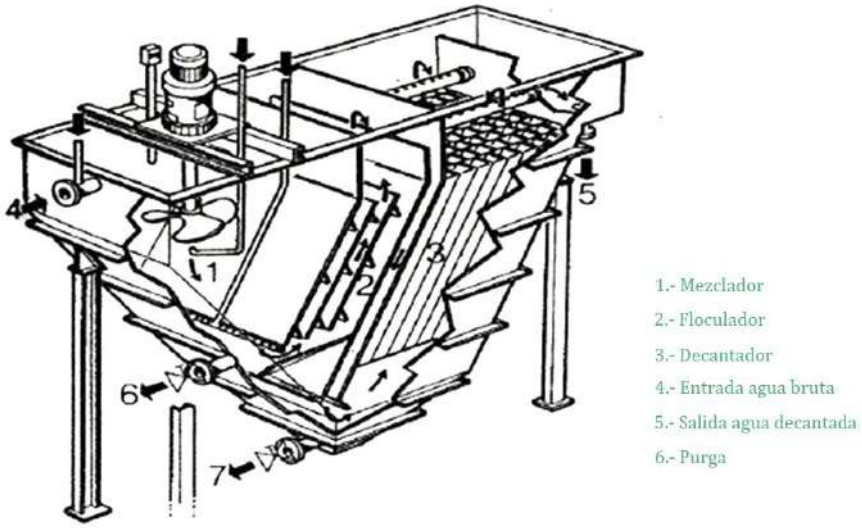
Este tipo de tratamiento puede llevarse a cabo en línea, con sedimentación lamelar, o en procesos avanzados.

10.5.1.1 Sistemas en línea y con sedimentación lamelar

En los tratamientos fisicoquímicos en línea, tras la adición de los reactivos correspondientes en un depósito de mezcla, la separación de los flóculos que se forman se lleva a cabo por filtración. Este proceso presenta la desventaja de que provoca la rápida colmatación del medio filtrante, por lo que requiere labores de limpieza muy frecuentes.

En el caso de contar con sedimentación lamelar, los efluentes del proceso de coagulación-floculación se envían a un sedimentador, en cuyo interior se disponen planchas inclinadas (lamelas) para aumentar la superficie de contacto, entre las que circulan las aguas. Los flóculos se van depositando en estas lamelas y, por gravedad y a contracorriente, se van deslizando hasta caer en un depósito inferior de recogida y extracción, mientras que las aguas tratadas salen por la parte superior del sedimentador (Figura 10.6).

Figura 10.6. Esquema de un tratamiento fisicoquímico con decantación lamelar.



La Tabla 10.13 muestra las ventajas en inconvenientes de los tratamientos fisicoquímicos en línea y con sedimentación lamelar.

Tabla 10.13. Ventajas y desventajas de los tratamientos fisicoquímicos en línea y con sedimentación lamelar.

	Sistemas en línea	Sistemas con sedimentación lamelar
Ventajas	Funcionamiento sencillo. Apropiado en caso de un afluente con baja concentración de sólidos en suspensión. Reduce los costos respecto a un fisicoquímico con decantación.	Ocupa poco espacio. Tratamiento robusto y fácil de operar. Pueden absorber fluctuaciones de carga y de caudal de las aguas a tratar. Se pueden detectar problemas de forma visual y actuar en las dosificaciones rápidamente. Disminuye los costos de operación al requerir menores contralavados en los filtros posteriores.
Inconvenientes	Al no haber una sedimentación se puede ensuciar rápidamente el filtro posterior. Si este es un filtro mediante tamices la sedimentación es imprescindible. Si la agitación de las palas en la etapa de floculación supera una determinada velocidad, los flóculos formados se rompen y disgregan.	Proceso no automatizado. Problemas frecuentes de flotación. Se requiere el manejo de reactivos y la necesidad de un control diario de la dosificación. Puede requerir limpiezas semanales. Un mal diseño del sedimentador puede generar turbulencias en la entrada, arrastrando los flóculos a la superficie y produciendo su escape. Crecimiento de algas. Extracción de lodos bastante compleja. Escape de microflóculos. Atascos en las tuberías de succión del lodo. Fallos en la estructura de soporte de las lamelas.

Los rendimientos que se logran en un tratamiento fisicoquímico convencional se muestran en la Tabla 10.14.

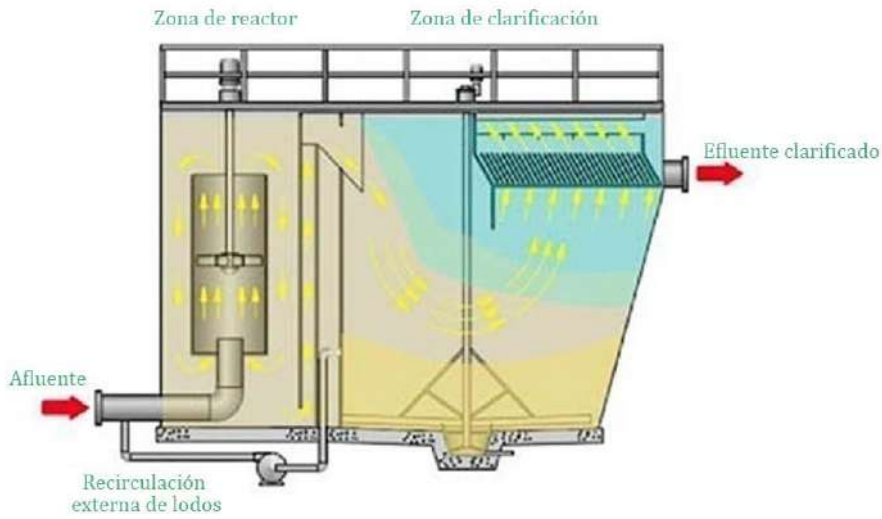
Tabla 10.14. Rendimientos de los tratamientos fisicoquímicos convencionales.

Parámetro	Rendimientos
Sólidos en suspensión	50 - 70%
Turbidez	30 - 50%
E.coli	1-2 u. log.

10.5.1.2 Sistemas avanzados con recirculación de lodos

Constituyen una modificación del proceso con sedimentación lamelar, en el que se incluye una etapa de recirculación a la zona de coagulación, de los lodos retenidos en la etapa de sedimentación (Figura 10.7).

Figura 10.7. Esquema de un tratamiento fisicoquímico con recirculación de lodos.



Su mayor rendimiento, en comparación con los procesos anteriores, compensa el incremento de los costos de operación y mantenimiento. Estos sistemas permiten alcanzar los rendimientos que se muestran en la Tabla 10.15.

Tabla 10.15. Rendimientos de los sistemas avanzados con recirculación de lodos.

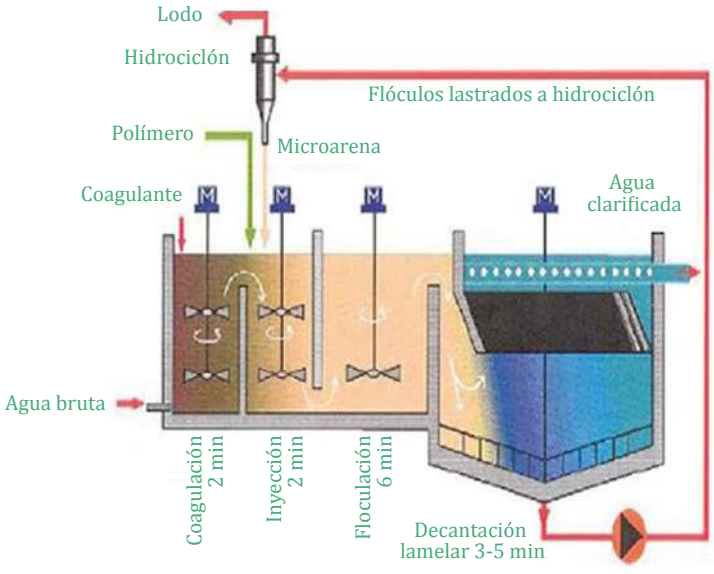
Parámetro	Valores de salida
Sólidos en suspensión	Hasta 4,5 mg/L
Turbidez	Hasta 1,7 UNT
DBO_5	Hasta 4 mg/L

10.5.1.3 Sistemas avanzados con recirculación de arena

Estos sistemas, conocidos también como sedimentación lastrada, se diferencian de los anteriores por la dosificación de microarenas en una cuba intermedia entre la zona de coagulación y floculación. Esto permite incrementar el tamaño y cantidad de los flóculos y facilita, acelerando el proceso de sedimentación.

El agua se introduce en un sedimentador lamelar, en el que tiene lugar la separación sólido-líquido por acción de la gravedad. La mezcla lodo-microarenas se recircula hacia la línea de tratamiento de lodos. Un separador permite la recuperación de las microarenas, que vuelven a cabecera del tratamiento (Figura 10.8).

Figura 10.8. Esquema de un tratamiento fisicoquímico con recirculación de arena.



Los rendimientos que se logran en este tipo de tratamiento se muestran en la Tabla 10.16.

Tabla 10.16. Rendimientos de los tratamientos fisicoquímicos avanzados con recirculación de arena.

Parámetro	Rendimientos
Sólidos en suspensión	85 - 95%
Turbidez	80 - 90%
E.coli	≥ 2 u. log.

10.5.2 Filtración

El objetivo básico de la filtración en los procesos de regeneración se centra en la reducción de la concentración de sólidos en suspensión y del tamaño de estos en las aguas tratadas, para facilitar la etapa de desinfección posterior.

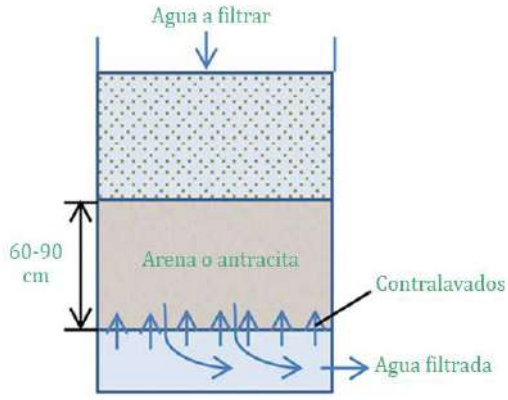
La filtración mejora la calidad de los efluentes, al hacer circular las aguas a regenerar a través de lechos porosos, compuesto por materiales que retienen las partículas sólidas, bien en su superficie, bien incorporadas en el interior de su estructura. El umbral de tamaño de los materiales eliminados se encuentra en las 10 µm, lo que permite la eliminación de los huevos de helmintos.

Dentro de la filtración, los procesos más habituales en regeneración de aguas son los siguientes:

10.5.2.1 Filtración por arena

Se distingue entre los filtros de arena por gravedad y los filtros de arena a presión. En los primeros las aguas a tratar percolan, en sentido descendente y por la acción de la gravedad, a través de un sustrato filtrante de arena y/o antracita, dispuestos en forma de monocapa, bicapa o multicapa, con un espesor total de 0,6-0,9 m (Figura 10.9).

Figura 10.9. Esquema y filtro de arena por gravedad.



Con este tipo de filtro se alcanzan los rendimientos que se recogen en la Tabla 10.17.

Tabla 10.17. Rendimientos de los filtros de arena por gravedad.

Parámetro	Valores de salida
Sólidos en suspensión	Hasta 2 mg/L
Turbidez	Hasta 0,2 UNT
DBO_5	Hasta 3 mg/L
E.coli	Hasta 8.000 UFC/100 mL

En el caso de los filtros de arena a presión, el material filtrante (arena/antracita que descansa sobre una capa de grava), se dispone en el interior de un recipiente cerrado a presión. El agua a tratar se bombea a la parte superior del filtro, atraviesa el material filtrante en sentido descendente y se recoge en una tubería perforada inferior, que conduce las aguas filtradas al exterior (Figura 10.10).Con este tipo de filtro se alcanzan los rendimientos que se recogen en la Tabla 10.18.

Cuando se produce la colmatación del sustrato filtrante, se procede a su limpieza, haciendo circular agua filtrada en sentido ascendente, abriendo y cerrando las válvulas pertinentes (Figura 10.10).

Figura 10.10. Filtros de arena a presión.

Los rendimientos que se logran en este tipo de tratamiento se muestran en la Tabla 10.18.

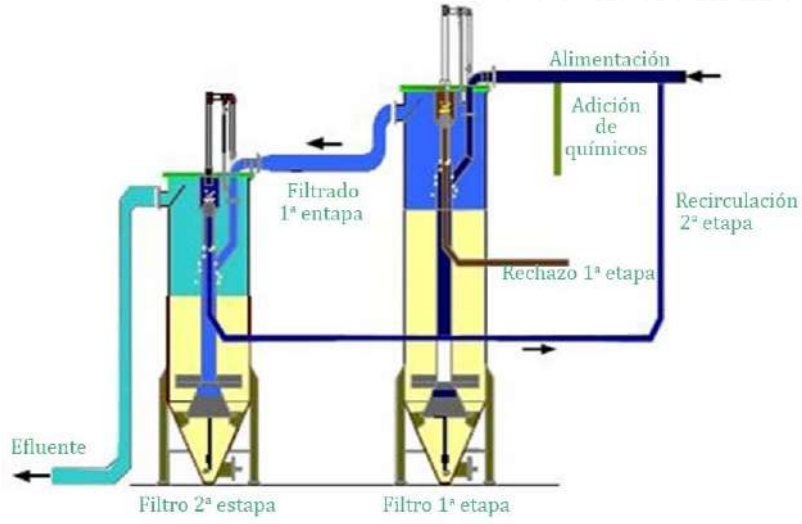
Tabla 10.18. Rendimientos de los filtros de arena a presión.

Parámetro	Valores de salida
Sólidos en suspensión	Hasta 3,5 mg/L
Turbidez	Hasta 0,6 UNT

10.5.2.2 Filtración por arena de doble etapa

En este proceso se emplean dos filtros de arena, dispuestos en serie. En el primero de ellos, previa adición de los reactivos pertinentes, tiene lugar la floculación, mientras que en el segundo se lleva a cabo la separación de los flóculos formados (Figura 10.11).

Figura 10.11. Esquema de filtros de arena de doble etapa.



Este tipo de filtración permite alcanzar los rendimientos que se muestran en la Tabla 10.19.

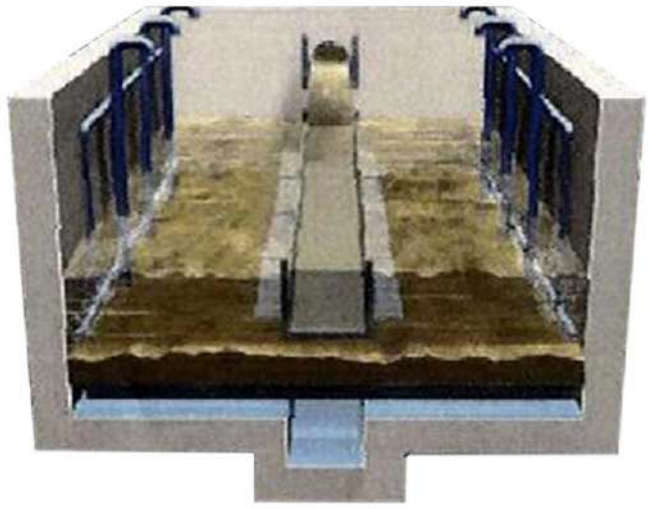
Tabla 10.19. Rendimientos de los filtros de arena de doble etapa.

Parámetro	Valores de salida
Sólidos en suspensión	Hasta 7 mg/L
Turbidez	Hasta 1,2 UNT

10.5.2.3 Filtración por arena en lecho pulsante

En esta modalidad de filtración se recurre al empleo de una capa filtrante de mínima altura, a través de la que circula el agua a tratar y que se regenera constantemente mediante un sistema mecánico. La operación de este tipo de filtros está totalmente automatizada (Figura 10.12).

Figura 10.12. Esquema de filtros de arena en lecho pulsante.



Este tipo de filtración permite alcanzar los rendimientos que se muestran en la Tabla 10.20.

Tabla 10.20. Rendimientos de los filtros de arena en lecho pulsante.

Parámetro	Rendimientos
Sólidos en suspensión	50 - 70%
Turbidez	30 - 50%
E.coli	1-2 u. log.

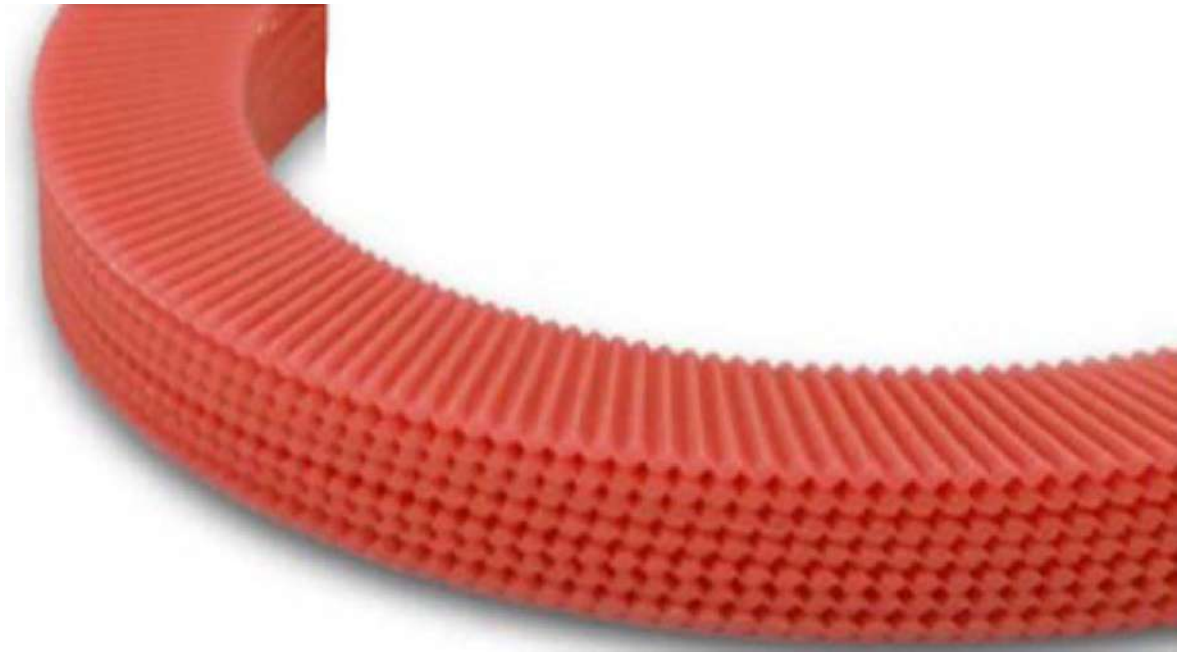
10.5.2.4 Filtración por anillas

En este caso, el elemento filtrante está constituido por un cartucho de anillas ranuradas que se aprietan unas con otras, dejando pasar el agua y reteniendo aquellas partículas cuyo tamaño sea mayor al de paso entre las ranuras. En la operación de limpieza se separan las anillas y, mediante agua a presión, se arrastran las partículas retenidas. Finalizada la limpieza, las anillas vuelven a compactarse, para volver a filtrar de nuevo (Figura 10.13).

Este tipo de filtros se suelen diseñar para un tamaño máximo de paso de 25 µm.

Figura 10.13. Filtros de anillas.

Figura 10.14. Detalle de las anillas.



La Tabla 10.21 muestra los rendimientos medios que se alcanzan con la aplicación de este tipo de filtros.

Tabla 10.21. Rendimientos de los filtros de anillas.

Parámetro	Valores de salida
Sólidos en suspensión	Hasta 2,4 mg/L
DBO_5	Hasta 4 mg/L

10.5.3 Tamices

En regeneración de aguas suelen emplearse los tamices textiles y los filtros de discos. En el caso de los tamices textiles, en el interior de un tanque de almacenamiento se disponen discos paralelos verticales de un textil filtrante, atravesados todos ellos por un tubo central.

El agua a filtrar ingresa en el tanque de almacenamiento, atraviesa la tela filtrante, y las aguas filtradas se recogen en el tubo central, desde donde se evacuan al exterior (Figura 10.15). Como material filtrante se suele recurrir al empleo de poliéster con tamaños de poro de 10-30 µm.

Figura 10.15. Tamices textiles.

La Tabla 10.22 muestra los rendimientos medios que se alcanzan con la aplicación de este tipo de tamices.

Tabla 10.22. Rendimientos de los tamices textiles.

Parámetro	Valores de salida
Sólidos en suspensión	Hasta 4 mg/L
Turbidez	Hasta 5,7 UNT
DBO_5	Hasta 8 mg/L

Los tamices de discos (Figura 10.16) son similares a los anteriores. En este caso, son varios discos textiles giratorios, dispuestos sobre una tubería central, por la que ingresan las aguas a filtrar.

La Tabla 10.23 muestra los rendimientos medios que se alcanzan con la aplicación de este tipo de tamices.

Figura 10.16. Tamices de discos.

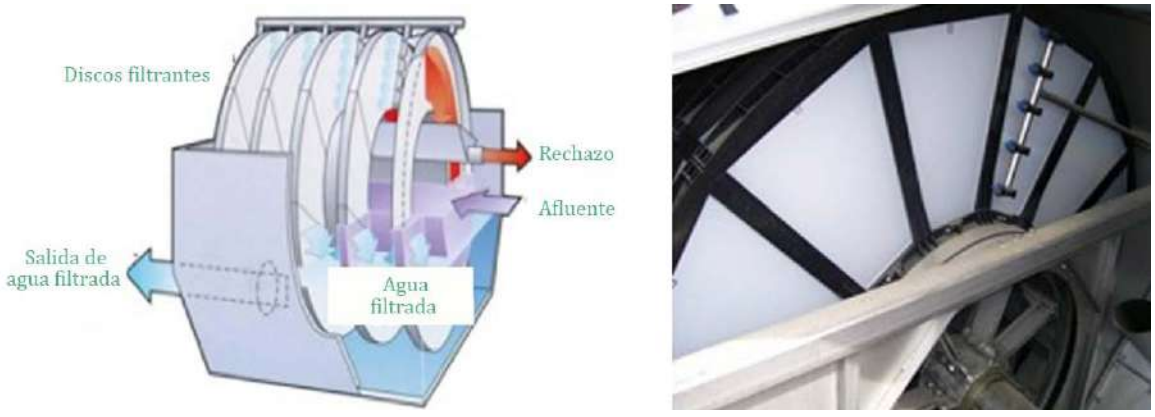


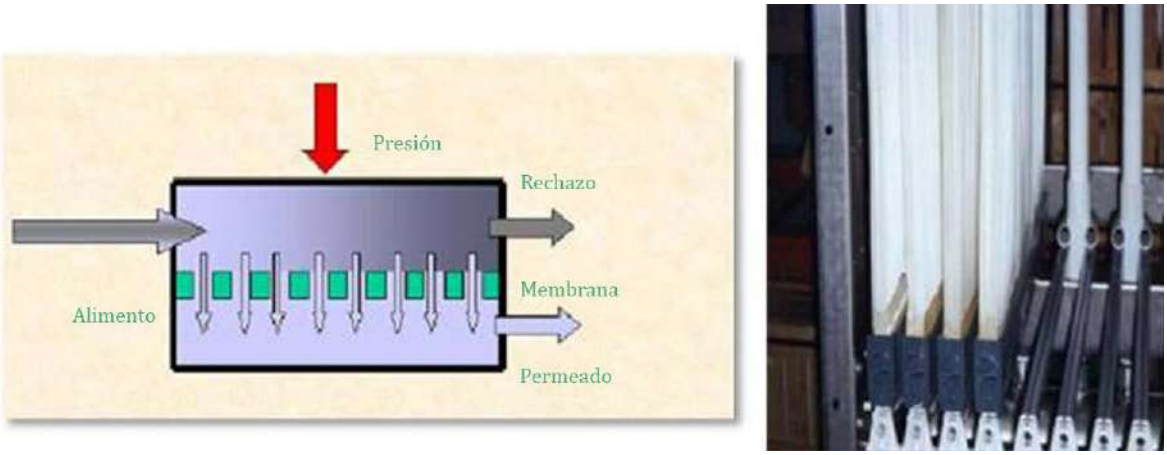
Tabla 10.23. Rendimientos de los tamices de discos.

Parámetro	Valores de salida
Sólidos en suspensión	Hasta 6 mg/L
Turbidez	Hasta 3,4 UNT
DBO_5	Hasta 7 mg/L

10.5.4 Membranas

En el empleo de membranas para la regeneración de aguas residuales tratadas, según el tamaño de poro, se distingue entre: *microfiltración,* si el tamaño de paso está entre 0,1 y 0,2 µm y *ultrafiltración*, entre 0,01 y 0,1 µm. Dado el muy pequeño tamaño de paso, para el paso de las aguas a tratar a través de estas membranas se precisa de un sistema externo de presurización.

Figura 10.17. Membranas.



Los equipos de filtración por membranas requieren de un tratamiento previo, como puede ser una filtración por arena, para retardar su ensuciamiento.

La limpieza de las membranas se realiza mediante lavados en contracorriente, ciclos de relajación y aireación continuada a través de una parrilla colocada debajo de las membranas, en caso de las membranas de fibra hueca, y de aireación y ciclos de relajación en caso de las membranas planas.

La Tabla 10.24 muestra los rendimientos medios que se alcanzan con la aplicación de membranas de filtración.

Como se ha comentado con anterioridad, los procesos de regeneración basados en tecnologías naturales y los de desinfección se contemplan en detalle en el Capítulo 9 de la presente guía.

Tabla 10.24. Rendimiento de las membranas.

Parámetro	Valores de salida
Sólidos en suspensión	hasta 1 mg/L
Turbidez	hasta 0,5 UNT
DBO_5	2,8 mg/L
E.coli	Hasta 22 UFC/100 mL

10.6 Esquema básico de un sistema de reúso

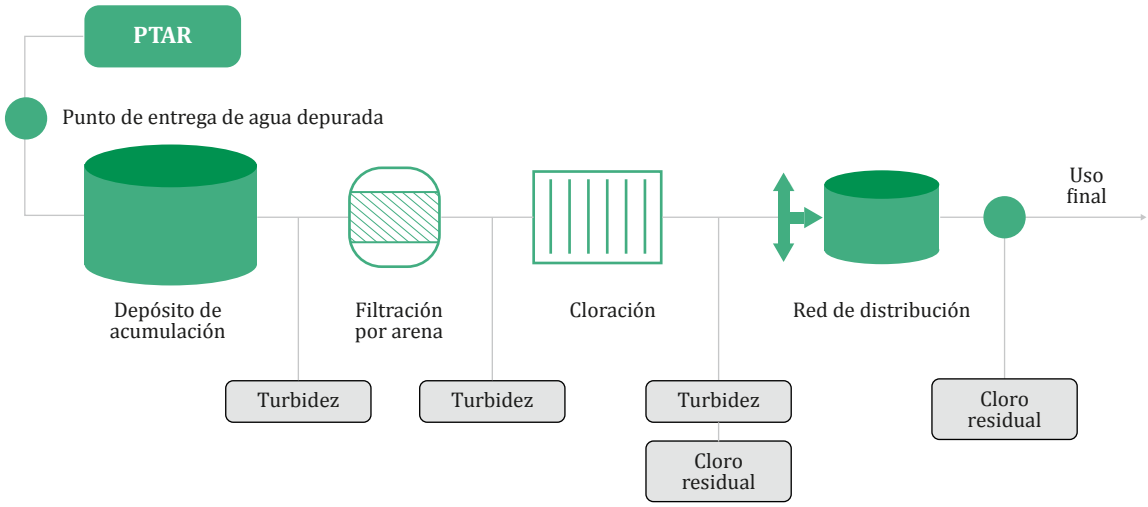
El esquema básico de un sistema de reúso recomendable para el entorno boliviano se muestra en la Figura 10.18. Se observa que, como etapa previa a la instalación de regeneración, es necesario disponer un depósito de acumulación del afluente procedente de la planta de tratamiento de aguas residuales. Su objetivo es doble: por una parte, sirve para laminar las posibles variaciones de caudal del efluente de la PTAR y, por otra, permite introducir al sistema de regeneración un agua con una calidad más constante.

Se recomienda disponer de un depósito de doble cámara, de forma que quede en reserva una de las cámaras, lo que permite que el depósito de acumulación siga funcionando mientras la primera cámara se limpia (operación que puede durar varios días).

Los problemas más comunes en estos depósitos de regulación son los habituales en depósitos abiertos, pueden aparecer o proliferar algas, por la presencia de nutrientes en las aguas tratadas y su tiempo de residencia en el depósito, hecho que puede reducirse empleando ultrasonidos o bien usando algún sistema de cubrimiento. Los tanques cerrados, por su parte, son más difíciles de limpiar.

El proceso básico de regeneración de las aguas tratadas consta de una etapa de filtración por arena, seguida de una de desinfección, mediante la adición de hipoclorito en un laberinto de cloración.

Figura 10.18. Esquema básico para el reúso de las aguas depuradas.



En la Figura 10.18 se muestran también los puntos de control de la calidad de las aguas objeto de tratamiento de regeneración. Los parámetros a controlar son:

- La turbidez: refleja el contenido de materias coloidales (minerales u orgánicas) donde suelen alojarse los microorganismos. Una turbidez excesiva puede proteger a los microorganismos de la desinfección, estimular la proliferación de bacterias y aumentar la demanda de cloro. Resulta fundamental medir este parámetro a la entrada de la estación regeneradora de agua, porque permite impedir que el agua residual depurada con valores inadecuados pueda entrar en el tratamiento de regeneración y ponga en riesgo los criterios de suministro del agua regenerada.

- El cloro residual: es fundamental medir este parámetro después del proceso de cloración y en puntos de la red de distribución de agua regenerada, de forma que persista la presencia de cloro hasta el punto de entrega para el uso final previsto.

Referencias bibliográficas

ANA (2012). Registro administrativo de autorizaciones de vertimientos y reúsos. Autoridad Nacional del Agua de Perú.

Asano, T., Burton, F., Leverenz, H., Tsuchihashi, R, y G. Tchobanoglous, G. (2006). Water reuse. Issues, technologies, and applications. New York: McGrawHill.

Cabero, M. (2017). Rentabilidad del reúso de Aguas Residuales en riego agrícola, Tarija.

C.E. (Comisión Europea) (2016).EU-level instruments on water reuse. Final report to support the Commission´s impact assessment.

EPA (2004). Guidelines for water reuse. Washington, D.C: Environmental Protection Agency.

EPHC, NRMMC, AHMC (2006). National water quality management strategy. Australian guidelines for water recycling: managing health and environmental risks , (Phase 1).

FAO (2017). Reutilización de aguas para agricultura en América Latina y el Caribe. Estado, principios y necesidades. Editado por Javier Mateo Sagasta. Santiago de Chile: Organización de las Naciones Unidas por el Agua y la Agricultura.

France, M. (2017). Estudio de rentabilidad económica y social del reúso de aguas residuales tratadas en riego en los valles bajos de Cochabamba.

GWI (2012). Global Water and wastewater quality regulations 2012.» Global Water Intelligence, Oxford.

IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística) (2008). Pesquisa Nacional de Saneamento Básico 2008.» Diretoria de Pesquisas, Coordenação de População e Indicadores Sociais, Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, 2008.

ISO 16075 (Organización Internacional de Normalización) (2015). Directrices para el uso de aguas residuales tratadas para proyectos de riego.

IWMI (International Water Management Institute) (2016). Recycling and reuse of treated wastewater in urban India. A proposed Advisory and Guidance Document.

Leguizamón, L. (2012). Producción de Aguas Servidas, Tratamiento y Uso en Paraguay. Informe Nacional.

Micheaux, Lafaye de. (2015). Review of draft Indian water legislation and comparison with the European Water Framework Directive.» European Commission, Luxembourg.

MARM (2010). Guía para la Aplicación del R.D. 1620/2007 por el que se establece el Régimen Jurídico de la Reutilización de las Aguas Depuradas.

https://www.miteco.gob.es/es/agua/publicaciones/GUIA%20RD%201620_2007__tcm30-213764.pdf

MMAyA (2013). Sistematización sobre tratamiento y reúso de aguas residuales. Cooperación alemana, GIZ ISBN: 978-99974-807-2-9.

Moscoso, J. (2016). Manual de buenas prácticas para el uso seguro y productivo de las aguas residuales domésticas.» Autoridad Nacional del Agua y FAO.

OMS (2006). Directrices para el uso seguro de aguas residuales, excretas y aguas grises.

OMS-UNICEF (2015). Progress on Sanitation and Drinking Water (2015) update and MDG assessment.Organización Mundial de la Salud (UNICEF).

OMS (2016). Planificación de la seguridad del saneamiento. Manual para el uso y la disposición seguros de aguas residuales, aguas grises y excretas.

https://apps.who.int/iris/bitstream/handle/10665/250331/9789243549248-spa.pdf;jsessionid=FD45A484B0129AEED2E3FB14090A5FFD?sequence=1

OMS (2016). WHO guidelines for de safe use of wastewater, excreta and greywater. Volume 1. Policy and regulatory aspects.

https://apps.who.int/iris/bitstream/handle/10665/78265/9241546824_eng.pdf

SNIS (Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento) (2014). Diagnostico dos Serviços de Agua e Esgotos. Brasil.

SUNASS (2015). Diagnostico de las Plantas de tratamiento de Aguas Residuales en el Ambito de Operacion de las Entidades Prestadoras de Servicios de Saneamiento.» Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento.

UNESCO (2016). The United Nations World Water Development Report 2016: Water and Jobs.

UN-Water (2013). Uso seguro de las aguas residuales en la agricultura.

http://www.un.org/en/sections/issues-depth/water/

Capítulo 11

Tratamiento de lodos

Capítulo 11

Tratamiento de lodos

Dentro de una PTAR los lodos se originan, fundamentalmente, en los tratamientos primarios y secundarios de la Línea de Agua. En ambos casos se trata de un residuo líquido, con un contenido en agua superior al 95% (por lo que ocupa un volumen muy importante), y de naturaleza putrescible. Estas características de los lodos producidos en el tratamiento de las aguas residuales urbanas hacen que sea necesario someterlos a un conjunto de tratamientos que permitan su evacuación y disposición final de manera segura, tanto desde el punto de vista sanitario, como medioambiental. Estos tratamientos persiguen los siguientes objetivos:

- Reducir el volumen ocupado por los lodos, mediante su concentración y la eliminación parcial del agua que contienen.
- Estabilizar los lodos para evitar problemas de fermentación y putrefacción.
- Conseguir una textura de los lodos que los haga manejables y faciliten su transporte.
- Eliminar la mayor parte de los organismos patógenos presentes en los lodos para posibilitar su reúso, minimizando los riesgos sanitarios.

En lo referente a la normativa boliviana en materia de lodos, el Reglamento de la Contaminación Hídrica, en su Artículo 68, establece que: *"los fangos o lodos producidos en las plantas de tratamiento de aguas residuales que hayan sido secados en lagunas de evaporación, lechos de secado o por medios mecánicos, serán analizados y en caso de que satisfagan lo establecido para uso agrícola,*

deberán ser estabilizados antes de su uso o disposición final, todo bajo control de la Prefectura".

En este capítulo se aborda, en primer lugar, la producción y las características de los lodos que se generan en las diferentes líneas de tratamiento presentadas en el Capítulo 5. Posteriormente, se analizan las diferentes tecnologías seleccionadas para el tratamiento de los lodos y, finalmente, se evalúan las líneas de tratamiento de lodos propuestas.

11.1 Producción y características de los lodos

La cantidad de los lodos generados en el tratamiento de las aguas residuales depende de la concentración de los sólidos sedimentables presentes en ellas, del grado de contaminación biodegradable que entra diariamente a la PTAR (dado que la mayor parte de esta contaminación se transforma biológicamente en lodos) y del tipo de tratamiento al que se someten las aguas residuales.

Los distintos hábitos de los habitantes, la climatología, la componente industrial y el propio urbanismo de las cuencas de recogida de las aguas, implican unos perfiles muy diferentes de los lodos, tanto desde el punto de vista de su cantidad, como del de su contenido orgánico y su contaminación, especialmente en los lodos que se generan en los tratamientos primarios. La Tabla 11.1 cuantifica la producción de lodos (expresada en gramos de materia seca por habitante y día y en litros por habitante y día), obtenida en los dimensionamientos básicos realizados.

Tabla 11.1. Producción de lodos en las distintas líneas de tratamiento de aguas residuales urbanas.

			Habitantes					
Líneas de tratamiento	**Zonas ecológicas**	**Unidades**	**1.000**	**2.000**	**5.000**	**10.000**	**25.000**	**50.000**
Tanques Imhoff + Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) + Lagunas Facultativas	Valles y Llanos	g m.s./hab/d % L/hab/d	20,5 5 0,41	24,5 5 0,49	-	-	-	-
Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) + Lagunas Facultativas	Valles y Llanos	g m.s./hab/d % L/hab/d	8,3 5 0,17	9,9 5 0,20	10,4 5 0,21	11,1 5 0,22	14,7 5 0,29	16,5 5 0,33

Lagunas de Estabilización	Altiplano	g m.s./hab/d % L/hab/d	5,5 7 0,08	7,0 7 0,10	7,9 7 0,11	9,2 7 0,13	9,7 7 0,14	11,0 7 0,16
	Valles y Llanos	g m.s./hab/d % L/hab/d	7,7 7 0,11	9,2 7 0,13	9,7 7 0,14	10,3 7 0,15	10,8 7 0,15	12,1 7 0,17
Tanques Imhoff + Humedales Artificiales de Flujo Subsuperfcial (Horizontal y Vertical)	Altiplano	g m.s./hab/d % L/hab/d	10,5 5 0,21	13,4 5 0,27	15,1 5 0,30	-	-	-
	Valles y Llanos	g m.s./hab/d % L/hab/d	14,7 5 0,29	17,6 5 0,35	18,5 5 0,37	-	-	-
Lombrifiltros[1]			-	-	-	-	-	-
Tanques Imhoff + Filtros Percoladores	Altiplano	g m.s./hab/d % L/hab/d	18,5 5 0,37	23,7 5 0,47	26,6 5 0,53	31,1 5 0,62	-	-
Sedimentadores Primarios + Filtros Percoladores	Altiplano	g m.s./hab/d % L/hab/d	-	-	-	-	33,5 3 1,12	38,1 3 1,27
Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) + Filtros Percoladores	Valles y Llanos	g m.s./hab/d % L/hab/d	10,3 5 0,21	12,3 5 0,25	12,9 5 0,26	13,8 5 0,28	17,6 5 0,35	19,7 5 0,39
Tanques Imhoff + (Contactores Biológicos Rotativos (CBR)	Altiplano	g m.s./hab/d % L/hab/d	18,5 5 0,37	23,7 5 0,47	26,6 5 0,53	31,1 5 0,62	-	-
Sedimentadores Primarios + Contactores Biológicos Rotativos (CBR)	Altiplano	g m.s./hab/d % L/hab/d	-	-	.	-	33,5 3 1,12	38,1 3 1,27
Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) + Contactores Biológicos Rotativos (CBR)	Valles y Llanos	g m.s./hab/d % L/hab/d	10,3 5 0,21	12,3 5 0,25	12,9 5 0,26	13,8 5 0,28	17,6 5 0,35	19,7 5 0,39
Aireaciones Extendidas	Altiplano	g m.s./hab/d % L/hab.d	19,5 1 1,95	24,9 1 2,49	28,0 1 2,80	32,7 1 3,27	34,3 3 1,14	38,9 3 1,30
	Valles y Llanos	g m.s./hab/d % L/hab.d	27,3 1 2,73	32,7 1 3,27	34,3 1 3,43	36,6 1 3,66	38,2 3 1,27	42,8 3 1,43

[1]Los Lombrifiltros no generan lodos, sino humus.

Todas las líneas de tratamiento propuestas generan lodos estabilizados, salvo los Filtros Percoladores y los Contactores Biológicos Rotativos cuando se aplican a poblaciones por encima de los 20.000 habitantes y operan con Sedimentadores Primarios, dado que en estos casos no se cuenta con un tratamiento anaerobio en cabecera que posibilite la digestión de los lodos extraídos de los sedimentadores secundarios (Tabla 11.2). Para la estabilización de estos lodos se propone el empleo de Lagunas Anaerobias, como paso previo a su deshidratación

Tabla 11.2. Estabilización de los lodos en las líneas de tratamiento propuestas.

Líneas de tratamiento	Lodos estabilizados(SÍ/NO)
Tanques Imhoff + Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) + Lagunas Facultativas	SÍ
Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA)+ Lagunas Facultativas	SÍ
Lagunas de Estabilización	SÍ
Tanques Imhoff + Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial (Horizontal y Vertical)	SÍ
Tanques Imhoff + Filtros Percoladores	SÍ
Sedimentadores Primarios + Filtros Percoladores	**NO**
Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) + Filtros Percoladores	SÍ
Tanques Imhoff + Contactores Biológicos Rotativos (CBR)	SÍ
Sedimentadores Primarios + Contactores Biológicos Rotativos (CBR)	**NO**
Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) + Contactores Biológicos Rotativos (CBR)	SÍ
Aireaciones Extendidas	SÍ

11.2 Tecnologías de tratamiento

Como se ha comentado con anterioridad, los lodos en exceso que se generan en las PTAR deben someterse a una serie de tratamientos para: reducir su volumen, minimizar el riesgo de putrefacción, facilitar su transporte y minimizar los riesgos sanitarios durante su manejo y reúso.

Para reducir el volumen de los lodos se recurre al *espesamiento* de los mismos. Para minimizar los riesgos de putrefacción los lodos se someten a procesos de *estabilización*, que pueden transcurrir, principalmente, tanto vía aerobia, como anaerobia. La *deshidratación* de los lodos permite que estos adquieran una textura que facilite su manejo y transporte. Generalmente, antes de la etapa de deshidratación de los lodos se recurre a su *acondicionamiento,* al objeto de facilitar su secado, Cuanto mayor sea la eficiencia de estos tratamientos, menores serán los costos de transporte y disposición final de los lodos.

En el ámbito de la presente guía se han seleccionado los siguientes tratamientos de lodos:

- Espesamiento por gravedad
- Estabilización vía aerobia y anaerobia
- Estabilización con cal
- Acondicionamiento
- Deshidratación: Centrífugas, Filtros Banda, Lechos de Secado y Humedales Artificiales

que se describen a continuación, incidiendo más en aquellos que se consideran de mayor aplicación en Bolivia.

Las líneas de tratamiento de aguas residuales, propuestas en el Capítulo 7, requieren diferentes tratamientos de lodos, tal y como se recoge en la Tabla 11.3.

Tabla 11.3. Tratamiento de lodos en las diferentes líneas de tratamiento propuestas.

Líneas de tratamiento	ESP.	EST.	DES.
Tanques Imhoff + Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) + Lagunas Facultativas	NO	NO	SÍ
Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) + Lagunas Facultativas	NO	NO	SÍ
Lagunas de Estabilización	NO	NO	SÍ
Tanques Imhoff + Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial (Horizontal y Vertical)	NO	NO	SI
Lombrifiltros	NO	NO	NO
Tanques Imhoff + Filtros Percoladores	NO	NO	SÍ
Sedimentadores Primarios + Filtros Percoladores	NO[1]	SI	SÍ
Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) + Filtros Percoladores	NO	NO	SÍ
Tanques Imhoff + Contactores Biológicos Rotativos (CBR)	NO	NO	SÍ
Sedimentadores Primarios + Contactores Biológicos Rotativos (CBR)	NO[1]	SI	Sí
Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) + Contactores Biológicos Rotativos (CBR)	NO	NO	SÍ
Aireaciones Extendidas	SI[2]	NO	Sí

ESP.: espesamiento; EST.: estabilización; DES.: deshidratación.[1]Los lodos se envían a digestores en frio (Lagunas Anaerobias) para su estabilización. En estos digestores también se dan fenómenos de espesamiento.[2]En PTAR que den servicio a poblaciones mayores de 20.000 habitantes.

11.2.1 Espesamiento de lodos

Dentro de la Línea de Lodos, el espesamiento es el proceso que tiene como objetivo la reducción del volumen de estos residuos, mediante su concentración por eliminación parcial del agua que contienen.

El interés primordial de este proceso radica en incrementar la eficacia y economía de los procesos posteriores de tratamiento de lodos, al disminuir considerablemente los volúmenes a manejar. A modo de ejemplo, el espesamiento de un lodo que presente una concentración del 0,5% hasta alcanzar un 4%, supone la reducción de ocho veces su volumen.

Son tres los tipos básicos de espesamiento:

- **Espesamiento por gravedad**: la concentración del lodo se obtiene por la acción exclusiva de la fuerza de gravedad.

- **Espesamiento por flotación**: mediante la aportación de microburbujas de aire, que se adhieren a los lodos, se logra que su densidad sea inferior a la del agua, retirándose los lodos concentrados por la parte superior del espesador.

- **Espesamiento mecánico**: se recurre al incremento de las fuerzas gravitacionales para incrementar la concentración de los lodos. Esto se puede conseguir mediante:

  - Centrífugas espesadoras: que emplean la fuerza centrífuga para acelerar la separación entre las fases sólida y líquida del lodo.

  - Tambores espesadores: concentran los sólidos al someter al lodo a un movimiento rotatorio continuo mediante un tornillo.

  - Mesas espesadoras: la separación del agua del lodo se produce por gravedad, al depositarlo sobre una cinta porosa.

El método de espesamiento a emplear en cada caso viene condicionado por: el volumen de lodos a espesar y el origen de los lodos; la concentración a alcanzar en los lodos espesados; el tipo de tratamientos posteriores y el espacio y los recursos humanos y económicos disponibles.

En el ámbito de aplicación de la presente guía se estima, como más recomendable, recurrir al espesamiento por gravedad de los lodos en exceso, por su mayor simplicidad y por sus menores costos de operación y mantenimiento.

11.2.1.1 Espesamiento de lodos por gravedad

Un espesador por gravedad opera de forma similar a un sedimentador primario. La alimentación de lodos se efectúa de abajo hacia arriba, por la parte central del espesador, descargando en una campana, que sirve como zona de tranquilización y como sistema de reparto.

Los sólidos van sedimentando en el fondo del espesador y se compactan para concentrarse, inducidos por la fuerza de la gravedad. El agua sobrenadante se recoge desde la parte superior del espesador, mediante un vertedero perimetral, y se envía a la Línea de Agua para su tratamiento.

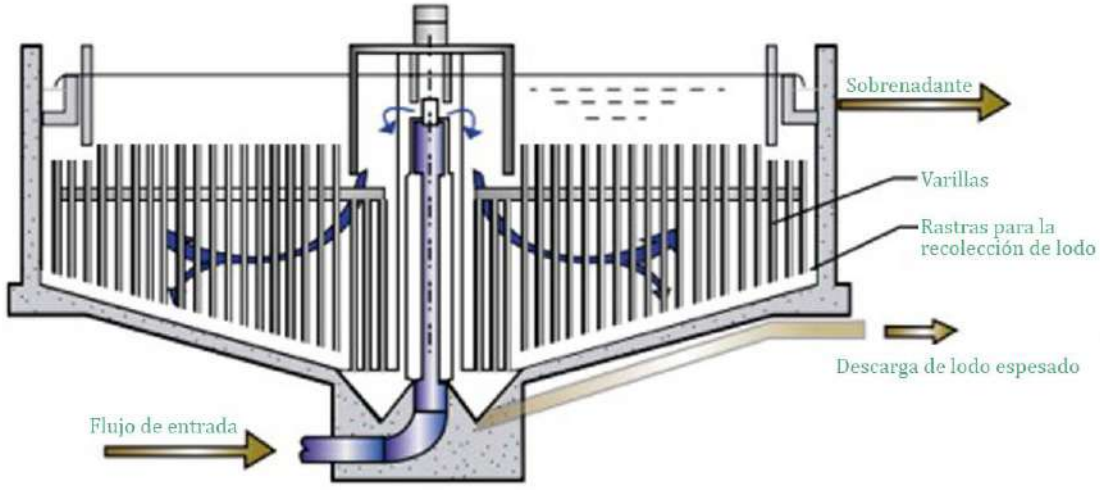
Los espesadores por gravedad se emplean para el espesamiento de lodos procedentes de tratamientos primarios, lodos procedentes de procesos de biopelícula (Filtros Percoladores, CBR) y lodos mixtos, y no suelen utilizarse en el caso de los lodos procedentes de procesos de Lodos Activados, dado que estos lodos decantan lentamente y oponen gran resistencia a su compactación. Además, tienden a flotar por efecto del aire que se les ha aportado en los reactores biológicos y por los gases producidos por la propia actividad biológica. Para evitar esto, este tipo de lodos se suelen espesar por flotación, o mezclados con lodos primarios.

Dependiendo de que el espesador disponga o no en su parte inferior de rasquetas, que van dirigiendo los lodos concentrados hacia la zona de recogida y evacuación, se distingue entre espesadores por gravedad dinámicos y estáticos, estando estos últimos especialmente recomendados para PTAR de tamaño pequeño-medio (Figura 11.1).

Figura 11.1. Espesador por gravedad estático.

En el caso de los espesadores dinámicos, el mecanismo giratorio, provisto de rasquetas de fondo, cuenta también con un conjunto de piquetas verticales, cuya función es homogeneizar la masa y facilitar que se desprenda el agua intersticial y los gases ocluidos en los lodos, para favorecer la compactación de los mismos (Figura 11.2).

Figura 11.2. Espesador por gravedad dinámico *(Mijaylova, 1999).*



Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de los espesadores por gravedad se emplean los parámetros siguientes:

- Carga de sólidos
- Carga hidráulica (o velocidad ascensional)
- Altura útil del espesador
- Tiempo de retención hidráulica (TRH)

La *carga de sólidos* constituye el parámetro crítico en el dimensionamiento de un espesador por gravedad y viene dada por la expresión:

$$C_s = \frac{Q_l \cdot X}{S}$$

Donde:

C_s: carga de sólidos (kg/m^2/d)
Q_l: caudal de lodos a espesar (m^3/d)
X: concentración de los lodos a espesar (kg/m^3)
S: superficie de la sección del espesador (m^2)

La Tabla 11.4 recoge los valores recomendados de carga de sólidos para el dimensionamiento de los espesadores de lodos por gravedad, en función del tipo de lodos *(Sobrados, 2018a)*.

Tabla 11.4. Valores recomendados de la carga de sólidos en función del tipo de lodos.

Tipo de lodo	Concentración del lodo (%)	Concentración esperada tras el espesamiento (%)	Carga de sólidos (kg/m^2/d)
Primarios	2 - 7	5 - 10	100 - 145
Aireación Extendida	0,2 - 1,5	2 - 3	25 - 30
Filtros Percoladores	1 - 4	3 - 6	35 - 50
Primarios + Filtros Percoladores	2 - 6	4 - 9	55 - 100

La *carga hidráulica* (o *velocidad ascensional),* con la que opera un espesador por gravedad, se determina haciendo uso de la expresión:

$$C_h = \frac{Q_l}{S}$$

Donde C_h es la carga hidráulica (velocidad ascensional) ($m^3/m^2/d$, m/d).

Los valores recomendados de carga hidráulica oscilan entre 10-20 m/d, en el caso de lodos primarios, y entre 4-8 m/d para los lodos procedentes de sedimentadores secundarios *(Sobrados, 2018a).*

Cargas hidráulicas demasiado altas pueden provocar que se escapen lodos en el sobrenadante, mientras que cargas demasiado bajas pueden originar ambientes anaerobios en el fondo del espesador, como consecuencia de los elevados tiempos de retención de sólidos en el mismo.

En lo referente a la *altura útil*, en los espesadores por gravedad la lámina de agua presenta una altura del orden de 3-4 m.

El *tiempo de retención hidráulica (TRH)* con el que trabajan los espesadores por gravedad, viene definido por:

$$TRH = \frac{V}{Q_l}$$

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (h)
V: volumen útil del espesador por gravedad (m^3)

En lodos no estabilizados es necesario asegurar que el TRH no supera las 10 horas, para evitar que se originen condiciones de anaerobiosis *(Sobrados, 2018a).*

Otro aspecto importante a considerar, en el dimensionamiento de los espesadores por gravedad, es el hecho de que los sobrenadantes presentan una carga orgánica muy elevada, que puede suponer hasta el 20% de la carga total afluente a la PTAR *(Sobrados, 2018a)*, por lo que hay que tener en cuenta esta carga a la hora del diseño de la Línea de Agua, aconsejándose que la incorporación

de estos sobrenadantes al tratamiento se lleve a cabo de forma uniforme a lo largo del tiempo.

Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento de un espesador por gravedad:

1.- Determinación de la superficie del espesador por gravedad para cumplir el requisito de carga sólidos

Definida la carga de sólidos (C_s) con la que operará el espesador (de acuerdo con la Tabla 11.4), la superficie de su sección horizontal viene dada por:

$$S = \frac{Q_l \cdot X}{C_s}$$

2.- Determinación de la carga hidráulica para la superficie obtenida

Para la superficie (S) obtenida en el paso anterior, debe calcularse la carga hidráulica con la que operará el espesador, mediante:

$$C_h = \frac{Q_l}{S}$$

Si el valor que se obtenga de la carga hidráulica no cumple con lo recomendado (10-20 m/d para lodos primarios y 4-8 m/d para los lodos secundarios), debe recalcularse la superficie del espesador para que se cumpla este requisito.

3.- Determinación del tiempo de retención hidráulica

A partir de la superficie anteriormente calculada y de la altura útil que se seleccione para el espesador, se procede a determinar su volumen útil. Este volumen se emplea para determinar el TRH con el que trabajará el espesador, mediante la expresión:

$$TRH = \frac{V}{Q_l}$$

Si el valor que se obtenga de TRH queda fuera de las recomendaciones establecidas, se procederá a modificar la superficie o la altura útil del espesador, para poder cumplirlas.

Características de los espesadores por gravedad

El rendimiento que se logra en un proceso de espesamiento se puede medir en función de la concentración obtenida en el lodo, o como la relación existente entre los sólidos que escapan en el sobrenadante y los sólidos totales que se introducen al espesador. Un espesador bien operado presenta valores de recuperación de sólidos del orden del 95%.

Las concentraciones de lodos que se alcanzan en los espesadores por gravedad, en función del origen de estos lodos, se muestran en la Tabla 11.4.

En lo referente a la influencia de la climatología, las temperaturas elevadas favorecen el desarrollo de reacciones de degradación anaerobias en el interior de los espesadores, con la consiguiente generación de biogás, lo que provoca el ascenso del manto de lodos. Es por ello, que se recomienda disminuir la alimentación al espesador cuando se dan temperaturas por encima de los 20 ºC *(Sobrados, 2018a)*.

La altitud no tiene influencia reseñable en el comportamiento de los espesadores por gravedad.

Los espesadores por gravedad toleran mal las variaciones importantes de caudal en la alimentación de lodos, recomendándose que esta alimentación se lleve a cabo de forma continua y, en el caso de que esto no sea factible, debería ser lo menos esporádica posible.

En lo referente a los impactos medioambientales:

- La generación de ruidos es nula en los espesadores por gravedad estáticos y muy reducida en los dinámicos, por la escasa potencia de los equipos electromecánicos implantados.
- Posible generación de olores desagradables, como consecuencia del desarrollo en los lodos de procesos de degradación anaerobios.

- Ejercen un notable impacto visual negativo, debido su altura y al disponerse, generalmente, elevados sobre el terreno.

Entre las ventajas de los espesadores por gravedad cabe destacar:

- Bajo o nulo consumo de energía, según se empleen espesadores por gravedad dinámicos o estáticos.
- Simplicidad operativa, en comparación con los sistemas mecánicos de espesamiento de lodos.
- Bajos requisitos de superficie, aunque mayores que los de los espesadores mecánicos.

Y entre sus inconvenientes:

- Los sobrenadantes presentan una elevada carga orgánica, por lo que la Línea de Agua debe dimensionarse con la capacidad suficiente para poder absorberlos sin alterar su funcionamiento.
- Posible generación de olores desagradables, por lo que se aconseja cubrirlos.

Dados los escasos requisitos de superficie para su construcción, y que generalmente se disponen elevados sobre el terreno, las características del terreno disponible para su construcción ejercen una escasa influencia a la hora de su selección.

Características constructivas

El confinamiento

- Los espesadores por gravedad presentan, generalmente, forma cilindrocónica, recurriéndose para su construcción al empleo de hormigón armado, en el caso de los espesadores de mayor tamaño, y de PRFV para los más pequeños.
- En los espesadores por gravedad dinámicos la lámina de agua presenta una altura de 3-4 m, con diámetros que llegan a superan los 20 m,

mientras que en los espesadores estáticos la altura total llega a superar los 6 m, con diámetros en torno a los 2 m.

- El fondo de los espesadores dinámicos presenta pendientes del orden del 10% hacia la poceta de evacuación de los lodos concentrados. En el caso de los espesadores estáticos, al no contar con rasquetas de fondo, estas pendientes son mucho más pronunciadas (50º-60º).

- Para evitar la posible emisión de malos olores, es conveniente cubrir los espesadores. La cubierta debe de ser estanca y preferiblemente desmontable, para facilitar las labores de mantenimiento.

- Debido a los gases corrosivos que se deprenden en el proceso de espesamiento de lodos, todos los materiales que se empleen en la construcción de los espesadores deberán contar con la preceptiva protección.

Los elementos de entrada y salida

- La alimentación a los espesadores se efectúa de abajo hacia arriba, por su parte central, descargando los lodos en una campana, que sirve como sistema de reparto y zona de tranquilización. La altura de esta campana no debe perturbar la zona de compactación de lodos.

- El agua sobrenadante se recoge desde la parte superior del espesador mediante el uso de un vertedero perimetral, provisto de deflector (hundido en el agua unos 20 cm), conduciéndose a la Línea de Agua para su tratamiento.

- La extracción de lodos desde la poceta central puede realizarse por gravedad (mediante válvulas), o por aspiración directa mediante bombas.

- Los lodos espesados pueden bombearse por métodos similares a los del agua.

- Aunque se prevea una extracción de lodos espesados en continuo, el espesador debe contar con la posibilidad de que esta extracción se haga de forma temporizada y, a ser posible, que se pueda realizar a diferentes alturas.

El mecanismo de limpieza del fondo en los espesadores dinámicos

- Suele estar constituido por un mecanismo giratorio de accionamiento central, dotado de doble brazo diametral.

- Es aconsejable instalar un sistema automático de elevación de las rasquetas, lo que es muy útil en la puesta en marcha del espesador y, sobre todo, después de paradas prolongadas.

Operación y mantenimiento

- Las labores de operación y mantenimiento de los espesadores por gravedad son simples, si bien, en el caso de los espesadores dinámicos, por los equipos electromecánicos instalados, se precisa la presencia de operadores cualificados.

- Lo ideal sería alimentar el espesador con lodos previamente tamizados, para evitar la entrada al mismo de materiales fibrosos, que pueden entorpecer el proceso de espesamiento.

- Se aconseja que la alimentación al espesador sea continua y, en el caso de que no sea así, debería ser lo menos esporádica posible. Con una alimentación continua y una carga hidráulica adecuada, se obtiene un manto de lodos estable y además se reducen los posibles problemas de estratificación y la gasificación de los lodos, con lo que se evita que estos floten. La eficacia de un espesador de gravedad va asociada a un bajo caudal de alimentación durante largos periodos de tiempo.

- La altura del manto de lodos en el interior del espesador es uno de los principales parámetros de control de este proceso. Si se incrementa el caudal de alimentación, disminuirá la altura de este manto, lo que conlleva un bajo tiempo de residencia de sólidos, una mayor cantidad de sólidos que escapan con el sobrenadante y una menor concentración de los lodos, aunque este problema puede solventarse, o al menos paliarse en parte, si el espesador cuenta con una zona de resguardo suficiente que permita absorber cargas de lodos inesperadas.

- Por el contrario, un manto de lodos con demasiada altura dará lugar a un mayor tiempo de retención y una concentración de lodos más alta. Sin embargo, esto podría originar el establecimiento de condiciones

anaerobias, que conllevan la producción de biogás, que podría hacer flotar el lodo y generar un sobrenadante muy cargado. Un espesador bien operado suele presentar una recuperación de sólidos del 95%.

- Finalmente, debe controlarse el tiempo de retención de sólidos (TRS), que está relacionado con la cantidad de lodos espesados que se extraen directamente del espesador y con la concentración de los mismos, y que se determina mediante la expresión:

$$TRS = \frac{V \cdot X_e}{Q_{te} \cdot X_{le}}$$

Donde:

TRS: tiempo de retención de sólidos (TRS) (h)
V: volumen útil del espesador (m^3)
X_e: concentración de los lodos en el espesador (kg/m^3)
Q_{le}: caudal de lodos extraídos (m^3/h)
X_{le}: concentración de los lodos espesados extraídos (kg/m^3)

Este tiempo de retención de sólidos puede variar de 1 a 2 días para un lodo primario, dependiendo de la temperatura. En el caso de lodos mixtos, este rango oscila entre 18-30 horas (de acuerdo con la temperatura). Altos tiempos de retención pueden dar lugar a condiciones anaerobias en el espesador y, por tanto, a la disminución de la calidad, tanto del lodo espesado como del sobrenadante.

11.2.2 Estabilización de lodos

La estabilización de los lodos en exceso, que se generan en los procesos de tratamiento biológico de las aguas residuales urbanas, tiene como objetivo básico disminuir la componente orgánica de los mimos, con el fin de minimizar el riesgo de que se originen procesos de putrefacción.

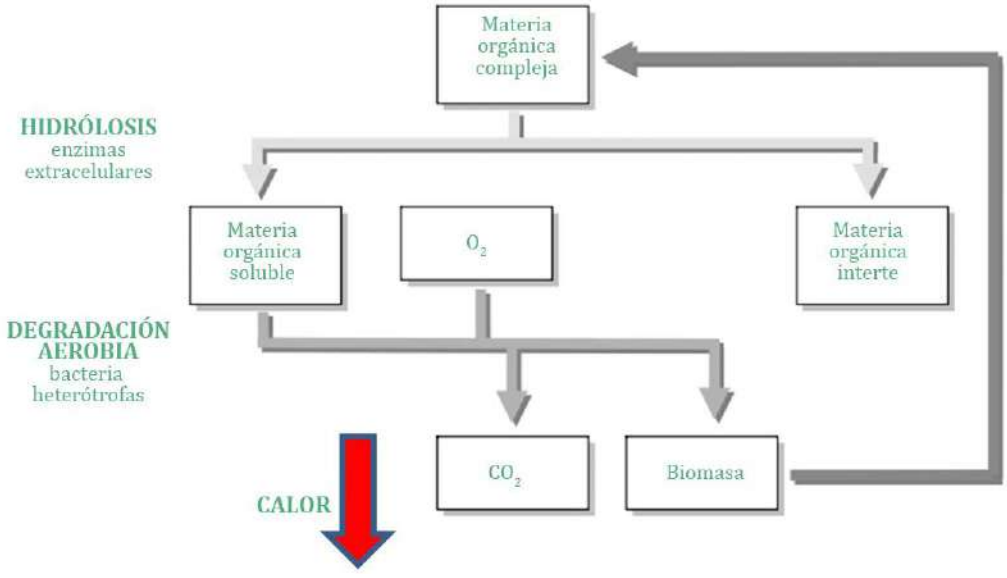
De manera habitual, se considera que un lodo se encuentra suficientemente estabilizado cuando ha alcanzado un porcentaje de reducción de sólidos totales volátiles de, al menos, un 38% *(Sobrados, 2018b)*.

La estabilización de los lodos se lleva a cabo, fundamentalmente, mediante su digestión (vía aerobia/anaerobia), o mediante la adición de cal.

11.2.2.1 Digestión aerobia de lodos

La digestión aerobia de los lodos se basa en la oxidación de parte de la materia orgánica presente en los mismos, por la acción de microorganismos y en presencia de oxígeno. Este proceso se simplifica esquemáticamente en la Figura 11.3.

Figura 11.3. Esquema general de la digestión aerobia de lodos *(Sobrados, 2018b).*



En este tipo de digestión, en una primera etapa, la materia orgánica particulada presente en el lodo se hidroliza por la acción de enzimas extracelulares, segregadas por bacterias heterótrofas. La materia orgánica solubilizada se emplea como sustrato y fuente de energía por este tipo de bacterias en su fase de crecimiento, dando lugar a un proceso exotérmico de oxidación de la materia biodegradable. Parte de la energía generada durante la oxidación se retiene para la síntesis y mantenimiento de nueva biomasa bacteriana y el resto se libera en forma de calor. En esta oxidación también se desprende dióxido de carbono.

Al mismo tiempo, se produce una reducción de la población bacteriana como consecuencia de los procesos de lisis que esta experimenta. Como las bacterias no son completamente biodegradables, tras su lisis, una fracción de las mismas permanece como residuo inerte y el resto pasa a ser materia orgánica biodegradable.

Por tanto, en el proceso de estabilización aerobia de los lodos tienen lugar dos tipos de reacciones: *oxidación y síntesis* y *respiración endógena*.

Oxidación y síntesis

$$\underset{\text{Materia Orgánica}}{COHNS} + O_2 + \text{nutrientes} \xrightarrow{\text{Bacterias}} CO_2 + NH_3 + \text{otros productos finales}_{\text{(nuevas bacterias)}}$$

Respiración endógena

$$C_5H_7O_2N + 5\,O_2 \xrightarrow{\text{Bacterias}} 5\,CO_2 + 2H_2O + NH_3 + \text{energía}$$

La digestión aerobia de los lodos se basa en mantener en el reactor condiciones de respiración endógena de los microorganismos (déficit de sustrato), de forma que estos consumen sus propias reservas para obtener la energía necesaria para sus funciones vitales.

Tras el proceso de estabilización aerobia, la mayor parte de la materia orgánica remanente en lodos no es biodegradable en las condiciones del proceso de depuración. Por este motivo, los lodos tratados mediante este proceso poseen un elevado grado de estabilidad.

La velocidad a la que se degrada la materia orgánica en condiciones aerobias se ve ralentizada si la concentración de oxígeno disuelto no es la suficiente.

El principal inconveniente de la digestión aerobia de lodos es su alto consumo energético, debido a los elevados requerimientos de oxígeno para la oxidación de la materia orgánica. Es por ello que, para el ámbito de aplicación de la presente guía, no se aconseja la aplicación de procesos de estabilización aerobia para los lodos en exceso.

De todas formas, debe hacerse constar que en el caso de la Aireación Extendida (que sí se contempla en la guía), la estabilización vía aerobia de los lodos en exceso, forma parte de unos de los cometidos del propio proceso de depuración.

11.2.2.2 Digestión anaerobia de lodos

De forma genérica, la estabilización anaerobia de lodos en exceso se basa en un complejo proceso microbiológico, que permite una importante degradación

de la materia orgánica presente en los mismos a través de procesos de fermentación, que transcurren en recintos cerrados y en ausencia de oxígeno, dando lugar a la generación de biogás (metano y dióxido de carbono, principalmente).

Los fundamentos básicos de la eliminación de la materia orgánica vía anaerobia ya se han analizado con detalle en el Capítulo 3 de la presente guía, por lo que este apartado tan sólo se hace referencia a los principales factores que influyen en su comportamiento.

Principales factores que influyen en el proceso

Temperatura

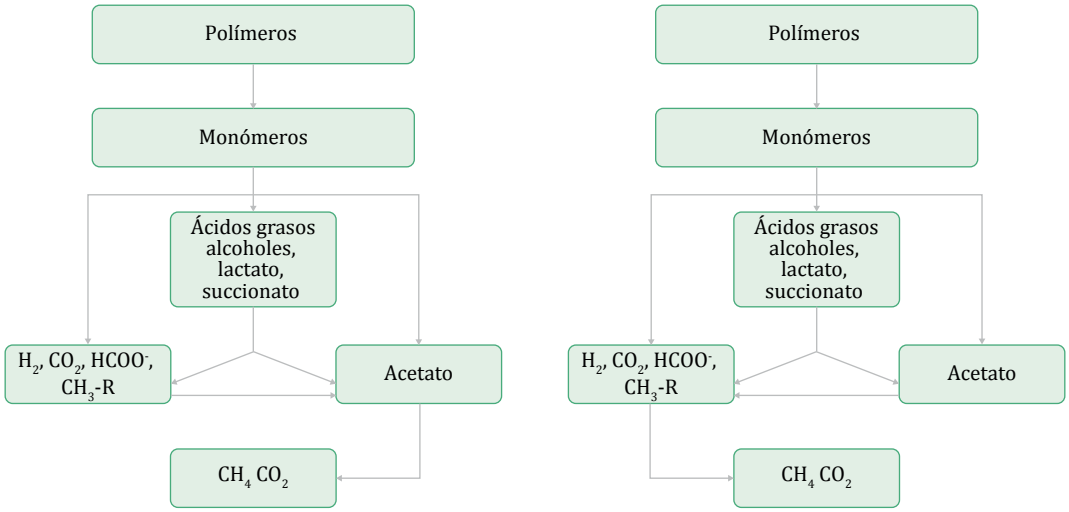
La temperatura de operación juega un papel muy importante en los procesos de digestión anaerobia de lodos, puesto que cuanto mayor sea la temperatura de trabajo, menor será el tiempo necesario para completar la estabilización.

En función de la temperatura a la que se realice la digestión de los lodos, se distingue entre:

- Digestión anaerobia en rango de temperatura psicrófilo: transcurre entre 10-20 ºC.
- Digestión anaerobia en rango mesófilo: tiene lugar entre 20-40 ºC.
- Digestión anaerobia en rango termófilo: ocurre entre 50-60 ºC.

La temperatura no sólo afecta a la cinética de estabilización de los lodos, sino que también a las propias rutas metabólicas de esta degradación. En el rango psicrófilo predomina la generación de metano a partir del acetato, mientas que en el rango termófilo la reacción predominante es la metanogénesis hidrogenófila (a partir del hidrógeno y del dióxido de carbono) (Figura 11.4).

Figura 11.4. Rutas metabólicas de la degradación anaerobia en los rangos de temperatura psicrófilo y termófilo *(Shink y Stams, 2001).*



Para el correcto funcionamiento de la digestión anaerobia es importante mantener una temperatura lo más constante posible en el interior de los digestores, al ser las bacterias metanogénicas muy sensibles a cambios de este parámetro.

La digestión anaerobia mesófila es el proceso más ampliamente empleado para la estabilización de lodos en las PTAR de mayor tamaño, sin embargo, el trabajar en este rango de temperaturas lleva consigo importantes costos de construcción y de operación y mantenimiento, por lo que, para el ámbito de aplicación de la presente guía, se recomienda la digestión de lodos en el rango psicrófilo de temperaturas. No hay que olvidar, que en este rango de temperaturas transcurre la estabilización de los lodos en los Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas Anaerobias, en la mayoría de las PTAR bolivianas.

pH

En el transcurso de la estabilización anaerobia de los lodos, la formación de ácidos tiende a bajar el pH del contenido de los digestores. Esta tendencia se ve compensada por el hecho de que la formación de metano genera alcalinidad. La producción óptima de metano se alcanza operando con valores de pH de 6,8-7,2 *(Sobrados, 2018b).*

Elementos tóxicos e inhibidores

La presencia, por encima de ciertas concentraciones, de amonio, ácidos volátiles, metales pesados, cationes de metales ligeros, etc., puede llegar a inhibir el proceso de digestión anaerobia, principalmente en la etapa de metanización, por ser las bacterias implicadas en estos procesos las más sensibles a estos tóxicos (ver apartado 3.3.1.2).

A modo de ejemplo, se presenta el caso del amoniaco, que puede ser un estimulante o un tóxico del proceso de digestión anaerobia, en función de la concentración a la que se encuentre en el digestor, de acuerdo con la Tabla 11.5 *(Sobrados, 2018b).*

Tabla 11.5. Efecto de la concentración de amoniaco sobre la digestión anaerobia, en función de su concentración.

Concentración de amoniaco (mg N/L)	Efecto
20 - 50	Beneficioso
200 - 1.000	Sin afecto adverso
1.500 - 3.000	Inhibitorio si pH >7,4
> 3.000	Tóxico

Agitación y mezcla

Para que la estabilización anaerobia de los lodos transcurra con normalidad, se precisa que las condiciones en el interior de los digestores (temperatura y concentración de los lodos) sean lo más homogéneas posible, lo que supone la necesidad de agitar su contenido. En ocasiones (pequeñas PTAR) se trabaja con digestores sin agitación, lo que hace necesario incrementar los tiempos de permanencia de los lodos en los digestores.

Tipos de digestores anaerobios

De los diferentes tipos de digestores anaerobios que se emplean para la estabilización de los lodos (de baja y alta carga, de contacto anaerobio y de separación de fases), para el ámbito de aplicación de esta guía se recomienda el empleo de los digestores de baja carga a temperatura psicrófila (conocidos también como digestores de lodos a temperatura ambiente), por sus menores costos de construcción y de operación y mantenimiento y por su mayor simplicidad

de manejo. Este tipo de digestores no suelen contar con equipos de mezcla, ni calentamiento y la alimentación de los mismos con los lodos suele hacerse de forma intermitente.

Dimensionamiento

Los principales parámetros a la hora del dimensionamiento de un digestor anaerobio de lodos son:

- El tiempo de retención hidráulica (TRH)
- La carga de sólidos volátiles
- La altura útil del digestor

El *tiempo de retención hidráulica* viene dado por la expresión:

$$TRH = \frac{V}{Q_{ld}}$$

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulica (d)
V: volumen útil del digestor anaerobio (m^3)
Q_{ld}: caudal de lodos a digerir (m^3/d)

Los TRH que se proponen, para las distintas zonas ecológicas que se contemplan en la guía, se muestran en la Tabla 11.6 *(elaboración propia)*.

Tabla 11.6. TRH en función de la zona ecológica.

Zona ecológica	TRH (d)
Altiplano	60 - 90
Valles	40 - 60
Llanos	30 - 40

La *carga de sólidos volátiles* con la que trabaja un digestor anaerobio de lodos se determina haciendo uso de la expresión:

$$C = \frac{Q_{ld} \cdot C_{sv}}{V}$$

Donde:

C: carga de sólidos volátiles con la que opera el digestor (kg SV/m^3/d)
C_{SV}: concentración de sólidos volátiles en los lodos (kg SV/m^3)

Para las diferentes zonas ecológicas bolivianas se recomienda que los digestores anaerobios de lodos, operando en el rango psicrófilo, se dimensionen con cargas de sólidos volátiles de 0,4-1,6 kg STV/m^3/d, trabajándose en el Altiplano con el valor bajo del rango, en los Llanos con el valor superior y en los Valles con un valor intermedio.

La *altura útil* de los digestores anaerobios de lodos, que operan a temperatura ambiente, es del orden de 3 m *(MARN, 2016)*.

Procedimiento de dimensionamiento

Se detallan, a continuación, las distintas etapas que forman parte del dimensionamiento de un digestor anaerobio de lodos a temperatura ambiente:

1.- Determinación del volumen útil del digestor para cumplir con el requisito de TRH

A partir del TRH seleccionado, de acuerdo a la zona ecológica en que se vaya a implantar el digestor (Tabla 11.6), su volumen útil se determina mediante la expresión:

$$V = TRH \cdot Q_{ld}$$

2.- Comprobación de la carga de sólidos volátiles con la que opera el digestor

Haciendo uso de la expresión:

$$C = \frac{Q_{ld} \cdot C_{sv}}{V}$$

se determina, si para el volumen calculado el digestor opera dentro de los rangos de carga orgánica recomendados. De no ser así, se incrementará el volumen calculado del digestor, para cumplir con este requisito de carga.

3.- Determinación de la superficie de la sección del digestor

A partir del volumen finalmente adoptado y de la altura útil seleccionada para el digestor, se determina la superficie de su sección transversal, empleando la expresión:

$$S = \frac{V}{h}$$

Donde:

S: superficie de la sección del digestor (m^2)
h:altura útil del digestor (m)

Características de los digestores anaerobios de lodos a temperatura ambiente

Con la aplicación de este tipo de digestores se alcanzan porcentajes de reducción de los sólidos totales volátiles del orden del 40%.

En lo referente a la influencia de la climatología, temperaturas elevadas permiten acortar sensiblemente los TRH necesarios para alcanzar la digestión de los lodos.

La altitud no tiene influencia notable en el comportamiento de estos digestores.

En lo referente a los impactos medioambientales:

- La generación de ruidos es nula, al no contar este tipo de digestores con equipamientos mecánicos.
- Posible generación de olores desagradables, como consecuencia de los procesos anaerobios de digestión que tienen lugar, si no se opera correctamente.
- Emisión de gases de efecto invernadero (principalmente metano), si no se procede a la quema en antorcha del biogás generado en los procesos de digestión.
- Ejercen un impacto visual negativo, debido a su altura y al disponerse, generalmente, elevados sobre el terreno.

Las labores de operación y mantenimiento de este tipo de digestores son simples, por lo que no se requiere la presencia de operadores cualificados.

Dados sus bajos requisitos de superficie para su construcción, las características del terreno ejercen escasa influencia a la hora de su selección.

Entre sus ventajas cabe destacar:

- Nulo consumo de energía, si la alimentación de lodos puede llevarse a cabo por gravedad.
- Simplicidad operativa, en comparación con digestores anaerobios que operan en rango mesofílico.
- Toleran bien la alimentación intermitente de los lodos a digerir.

Y entre sus inconvenientes:

- Alta influencia de la temperatura de operación, siendo mayor la superficie requerida en climas fríos.
- Generación de olores desagradables, por lo que se aconseja cubrirlos.

Características constructivas

- Los digestores de lodos en frío presentan tanto formas cilíndricas como rectangulares.

Figura 11.5. Izquierda: digestor de lodos a temperatura ambiente, cilíndrico y sin cubrir (Apaneca, El Salvador). Derecha: digestor de lodos a temperatura ambiente rectangular y cubierto (Prejano, España).

- Para su construcción se recurre al empleo de hormigón armado, en el caso de los digestores de mayor tamaño, y de materiales plásticos para los más pequeños.

- La altura útil de los digestores es de unos 3,0 m.

- Los lodos digeridos se extraen periódicamente del fondo del digestor, que debe contar con tuberías para la evacuación de estos lodos, dispuestas a diferentes alturas (al menos dos), por si se produjese algún atascamiento.

- El sistema de extracción de los sobrenadantes debe permitir la extracción de los mismos, al menos a tres alturas diferentes, para que los operadores puedan evaluar la turbidez de estos sobrenadante y decidir a qué altura se llevará a cabo su extracción.

- Para evitar escapes de biogás a la atmósfera, con la consecuente liberación de gases de efecto invernadero y de malos olores, se recomienda,

en plantas grandes, cubrir el digestor y quemar el gas que se produce en la digestión de los lodos. 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. La cubierta permite recolectar el biogás generado, como paso previo a su quema en una antorcha.

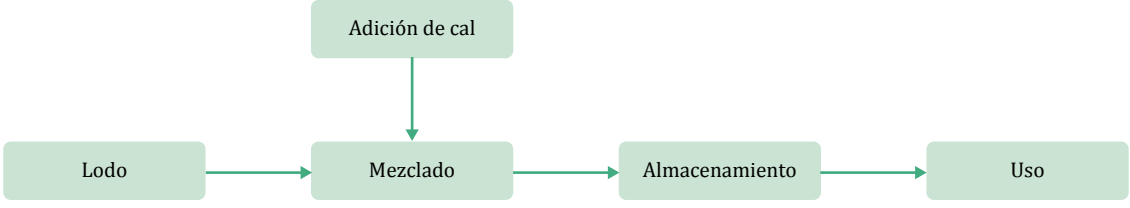
- Debido a los gases corrosivos que se desprenden en el proceso de digestión, todos los materiales que se empleen en la construcción de los digestores deberán contar con la preceptiva protección.

11.2.2.3 Estabilización de lodos mediante la adición de cal

La estabilización de lodos mediante la adición de cal se basa en el incremento del pH para inactivar, tanto a los procesos biológicos que generan malos olores, como a los organismos patógenos presentes.

El grado que se logra de estabilización de los lodos depende del valor de pH alcanzado, durante un periodo de tiempo suficiente, para asegurar la inactivación de los microorganismos presentes. Su principal campo de aplicación se encuentra en la estabilización de lodos primarios generados en las pequeñas PTAR *(Sobrados, 2018b)*.

Figura 11.6. Esquema de la estabilización de lodos mediante la adición de cal *(CONAGUA).*



Dimensionamiento y características constructivas

En el dimensionamiento de un tratamiento de estabilización de lodos mediante la adición de cal, deben considerarse los aspectos siguientes:

- pH y tiempo de contacto: la efectividad de este tipo de estabilización, como se ha indicado anteriormente, depende del pH que se alcance en los lodos y del tiempo de contacto (tiempo que debe mantenerse un

valor determinado de pH, para asegurar la eliminación de los organismos patógenos).

Datos experimentales indican que es preciso mantener valores de pH superiores a 12, durante al menos dos horas. Dado que el pH tiende a disminuir a lo largo del proceso de estabilización, se hace necesario alcanzar valores iniciales como mínimo de 12,5, para que en treinta minutos el pH no descienda por debajo del valor requerido.

- La EPA considera este tipo de estabilización como un proceso avanzado para la eliminación de patógenos, cuando se alcanza en los lodos un pH de 12 durante más de dos horas *(Sobrados, 2018b).*

- Dosis de cal: la cantidad de cal a adicionar a los lodos depende de:

  - Las características químicas del producto empleado como fuente de cal.

  - Las características químicas del lodo a estabilizar: constituyentes orgánicos e inorgánicos.

  - Las características físicas del lodo a estabilizar: humedad y viscosidad.

  - La capacidad de mezcla y la velocidad de agitación.

  Dada la variabilidad de estos factores, es preciso estudiar en planta piloto las dosis de cal necesarias para un tipo de lodo y una fuente de cal específicos. No obstante, de forma general, con dosis de 0,28 kg de CaO/kg de sólidos en los lodos, se obtienen valores estables de pH de 12,5. La adición de esta cantidad de cal da lugar a un incremento de la masa producida de lodos de un 20% *(Sobrados, 2018b).*

- Tipo de reactivos: son varios los reactivos químicos que pueden emplearse en este tipo de estabilización de lodos: cal viva e hidratada, cenizas y polvo de horno de cemento, etc. Generalizando, se puede recurrir al empleo de cualquier material suficientemente alcalino.

En la elección de este reactivo, debe tenerse en consideración:

- Su disponibilidad en la zona de intervención.
- Su facilidad de manejo y de mezclado con los lodos.
- Su facilidad de almacenamiento.
- La homogeneidad de sus propiedades químicas.
- La cantidad necesaria del reactivo para alcanzar la estabilidad de los lodos.
- Los posibles efectos de contaminación de los lodos estabilizados.
- Su costo.

- Los equipos: se distingue entre los equipos destinados al manejo y el almacenamiento de los reactivos y los que se dedican al mezclado de estos reactivos con los lodos.

  Los equipos para el manejo y almacenamiento de reactivos dependen del tipo de cal que se emplee. La cal viva (óxido de calcio) presenta una gran reactividad con el agua, mientras que la cal apagada (hidróxido de calcio) es un reactivo mucho más estable.

  La cal apagada (hidratada) es del orden de un 30% más cara que la cal viva, pero en el balance económico global deben también considerarse los menores costos de construcción y de operación y mantenimiento de los equipos asociados a su manejo.

  La cal apagada puede almacenarse en sacos y silos, mientras que la cal viva precisa ser almacenada en silos termostatizados, en los que se asegure la ausencia de humedad.

  En el almacenamiento de estos dos reactivos químicos deben evitarse sus reacciones con el dióxido de carbono atmosférico, que da lugar a la formación de carbonato cálcico, lo que conlleva un empobrecimiento de la cal y la producción de incrustaciones, que deterioran rápidamente los equipos.

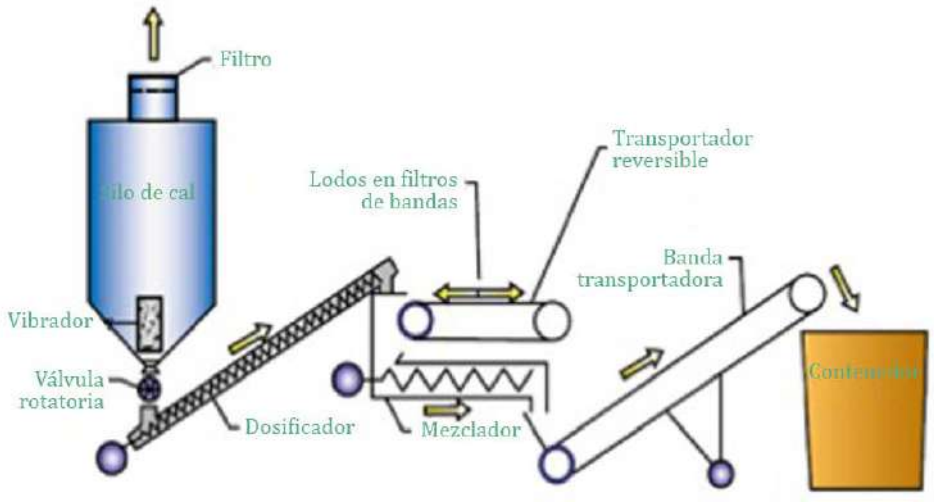
Se recomienda almacenar la cal apagada no más de un año y la cal viva no más de seis meses.

Según se trabaje con cal apagada, o con cal viva, su aplicación sobre los lodos se hará en forma de lechada, o en forma de suspensión. Los alimentadores de cal pueden ser volumétricos o gravimétricos, según dosifiquen el reactivo por volumen o por peso.

El depósito de mezclado de los lodos con el reactivo añadido debe asegurar una buena homogeneización de la mezcla y debe dimensionarse para alcanzar el tiempo de contacto necesario (al menos 2 horas a pH 12), para lograr el grado de estabilización deseado.

Como dispositivos de mezclado de los lodos con la cal se recurre al empleo de equipos mecánicos, difusores con aire y difusores con agua a presión.

Figura 11.7. Estabilización de lodos mediante adición de cal *(CONAGUA).*



Entre las principales ventajas de la estabilización de lodos mediante la adición de cal deben citarse:

- Bajo costo de instalación, que la hacen compatible con las PTAR de pequeño tamaño.
- Fiabilidad en lo referente a la eliminación de patógenos y olores. A pH 12 se alcanzan rendimientos de eliminación de *E. coli* del 99% y sufi-

cientes para que la *Salmonella* no sea detectable. Por encima de 12,5 de pH durante dos horas se logran eliminaciones del 99,99% de *E. coli (CONAGUA).*

- Esta destrucción, o inhibición de los microorganismos presentes en los lodos, evita la generación de malos olores, al impedir las reacciones de descomposición biológica.

- La adición de cal mejora la sedimentabilidad y el secado de los lodos y, es por ello, que también se emplea en el acondicionamiento de los lodos, previo a su deshidratación.

- Reduce la concentración de la materia orgánica presente en los lodos: dependiendo de la dosis de cal empleada, esta reducción oscila entre el 10-35% *(Sobrados, 2018b).*

La principal desventaja de este tratamiento de estabilización de lodos radica en el aumento de la cantidad de lodo que se genera en la PTAR, y que llega a suponer hasta un 20% (como materia seca) de incremento, lo que repercute negativamente en los costos del transporte de los lodos estabilizados.

11.2.3 Acondicionamiento de los lodos

El acondicionamiento de los lodos, como paso previo a su deshidratación, incluye tratamientos tanto químicos como físicos, para mejorar la eliminación del agua presente en estos subproductos y la captura de sólidos.

Mientras que en los métodos se secado natural de lodos (Lechos de Secado, Humedales Artificiales) no es preciso el acondicionamiento previo, en el caso de los métodos mecánicos de deshidratación sí es necesario este acondicionamiento, para potenciar la formación de flóculos y facilitar la separación de la fase líquida.

Los sistemas más comunes de acondicionamiento de lodos recurren a la adición de productos químicos, tanto inorgánicos, como orgánicos, siendo menos frecuente recurrir al acondicionamiento de los lodos mediante su calentamiento.

La Tabla 11.7compara los efectos sobre lodos de estos tres métodos de acondicionamiento *(USEPA, 1985).*

Tabla 11.7. Comparación de los métodos de acondicionamiento de lodos.

	Productos químicos inorgánicos	Productos químicos orgánicos	Calentamiento
Mecanismo de acondicionamiento	Coagulación y floculación	Coagulación y floculación	Las propiedades de la superficie de los lodos se alteran y las células de la biomasa se rompen, liberando sustancias químicas (hidrólisis).
Efecto sobre la tasa de carga permisible de sólidos	Puede incrementarse	Puede incrementarse	Se puede incrementar significativamente
Efecto sobre el sobrenadante	Puede mejorar los sólidos suspendidos capturados	Puede mejorar los sólidos suspendidos capturados	Puede haber un incremento significativo en el color, los sólidos en suspensión, la DBO_5 soluble, la DQO y en el nitrógeno amoniacal.
Efectos sobre los operadores	Pocos efectos	Pocos efectos	El operador requiere habilidades y el equipo un fuerte programa de mantenimiento preventivo.
Efecto sobre la masa de lodos	Incremento significativo	Ningún efecto	La masa presente se reduce, pero se incrementa la masa a través de la recirculación.

Dimensionamiento y características constructivas

En el dimensionamiento de un tratamiento de acondicionamiento de lodos deben considerarse los aspectos siguientes:

- Tipo de reactivos a emplear: los productos químicos inorgánicos, empleados normalmente para el acondicionamiento de los lodos generados en el tratamiento de las aguas residuales urbanas, son el cloruro férrico y la cal y, en menor medida, el sulfato ferroso, el cloruro ferroso y el sulfato de aluminio *(CONAGUA)*.

  Los polímeros orgánicos (polielectrolitos) son los que más frecuentemente se usan para el acondicionamiento de lodos, existiendo una gran variedad de los mismos, de acuerdo a su composición química y funcionalidad. Presentan, con relación a los productos químicos inorgánicos, las ventajas siguientes *(USEPA 1985)*:

  - Generan poca masa de lodo adicional. Los acondicionadores inorgánicos incrementan la masa de lodos en un 15-30%.

- Si los lodos deshidratados se emplean como combustible, los polímeros orgánicos no disminuyen su valor para este fin.

- Reducen los problemas de operación y mantenimiento.

La selección del tipo de reactivo a emplear, así como su dosificación óptima en cada caso concreto de acondicionamiento de lodos, precisa de ensayos "in situ" con el lodo real a deshidratar.

- Dosis de reactivo a emplear: la dosis de reactivo viene condicionada por los factores siguientes:

  - Características de los lodos a deshidratar: los procesos previos a los que se han sometido a los lodos condicionan la dosis de reactivos a emplear.

  - El contenido en materia volátil de los lodos: en general, a menor contenido en materia volátil de los lodos, menor es el consumo de reactivos.

  - Tiempo de contacto: especialmente tiene relevancia con los polielectrolitos que se suelen inyectar en línea, siendo aconsejable disponer de dilución (para facilitar el contacto), de floculadores en línea (para incrementar el tiempo de contacto) y con varios puntos de dosificación.

  - Temperatura: a mayor temperatura se aceleran las reacciones químicas, con la consecuente disminución de la adición de reactivo. No obstante, por encima de los 60 ºC, ciertos polielectrolitos pierden eficacia. Este factor condicionará la dosificación de reactivos, para el acondicionamiento de lodos, en las diferentes zonas ecológicas contempladas en esta guía.

- Calidad del escurrido: para la determinación de la dosificación óptima de reactivo se requieren ensayos de laboratorio con los propios lodos a deshidratar, si bien, de forma genérica, se pueden recomendar dosificaciones de polielectrolito (generalmente de naturaleza catiónica), de 10-12 kg/tonelada de materia seca en el caso de lodos estabilizados vía aerobia, y de 7-10 kg/tonelada de materia seca para lodos estabilizados vía anaerobia *(Chamorro, 2018).* De forma más específica, en las Tablas 11.8 y 11.9 se recogen las dosis de polímero cuando se recurre

al empleo de Centrífugas y de Filtros Banda, para la deshidratación de los diferentes tipos de lodos.

Si bien, en el caso de los Lechos de Secado no es habitual el acondicionamiento previo de los lodos con polímeros, la adición de 0,28-1,0 kg de polímero seco por tonelada de materia seca de lodos, puede incrementar la tasa de aplicación de lodos de 2 a 4 veces *(Janett y Santry, 1969; Beardsley, 1976).*

- Los equipos: las Figuras 11.8 y 11.9 *(WEF et al., 2012),* muestran el equipamiento para la dosificación a los lodos de polímeros en forma sólida y líquida.

Figura 11.8. Equipamiento para la dosificación de polímeros en forma sólida.

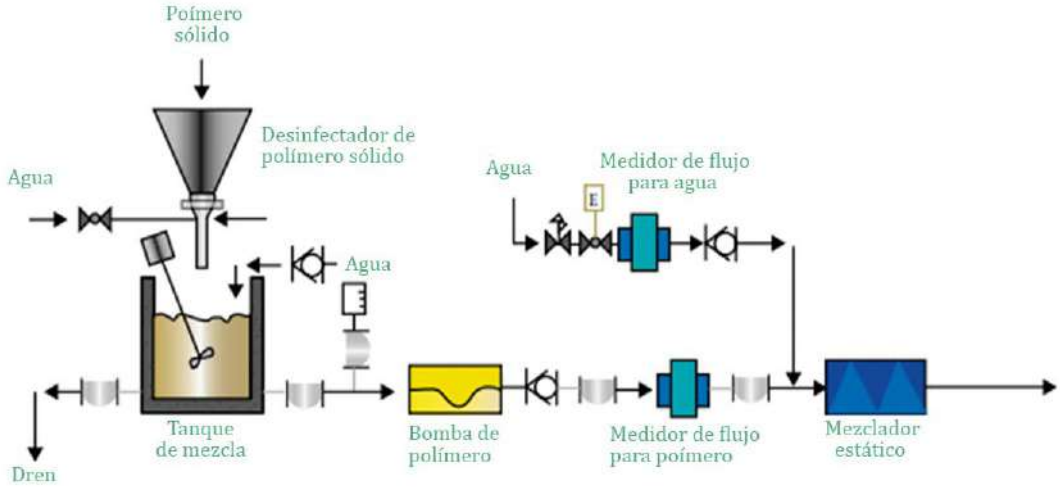
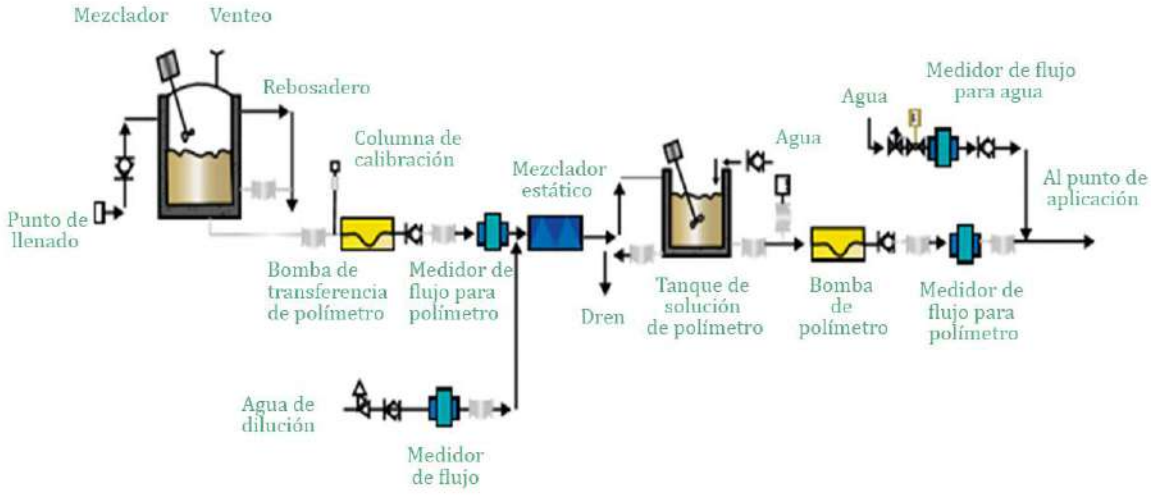


Figura 11.9. Equipamiento para la dosificación de polímeros en forma líquida.



11.2.4 Deshidratación de lodos

Para reducir la cantidad de agua presente en los lodos, se distinguen básicamente dos alternativas de deshidratación: el secado mecánico y el secado natural. El primero se lleva a cabo mediante procesos físicos de centrifugación o filtración, recurriendo principalmente al empleo de Centrífugas y Filtros Banda. En el caso del secado natural, son el sol y el viento los agentes que juegan el papel principal en la deshidratación de los lodos, recurriéndose principalmente al empleo de Lechos de Secado y, más recientemente, al uso de Humedales Artificiales, especialmente diseñados para la deshidratación de los lodos. Antes de proceder a la deshidratación de lodos, estos deben estar estabilizados.

11.2.4.1 Deshidratación de lodos mediante Centrífugas

En este tipo de dispositivos, la aplicación de fuerzas centrífugas que superan a la de la gravedad del orden de 500-3.000 veces, permite la separación de las fases líquida y sólida presente en el lodo a deshidratar. La fase líquida (menos densa) se desplaza hacia el eje de rotación de la centrífuga, mientras que la fase sólida (más densa) se aleja de este eje.

Las Centrífugas más utilizadas para la deshidratación de lodos son las de eje horizontal y cuentan, como elementos principales, con un tambor cilíndrico (con forma troncocónica en uno de sus extremos), un tornillo helicoidal y un motor que provoca el giro del tambor y del tornillo.

El tornillo y el tambor giran a diferente velocidad. La velocidad de giro del tambor es la que proporciona la fuerza centrífuga, mientras que el tornillo gira para que tenga lugar el transporte de los lodos deshidratados hacia el punto de descarga. Los puntos de descarga del lodo seco y del líquido clarificado se encuentran en extremos opuestos de la Centrífuga (Figura 11.10).

Figura 11.10. Esquema del funcionamiento de una Centrífuga para el secado de lodos *(Chamorro, 2018).*

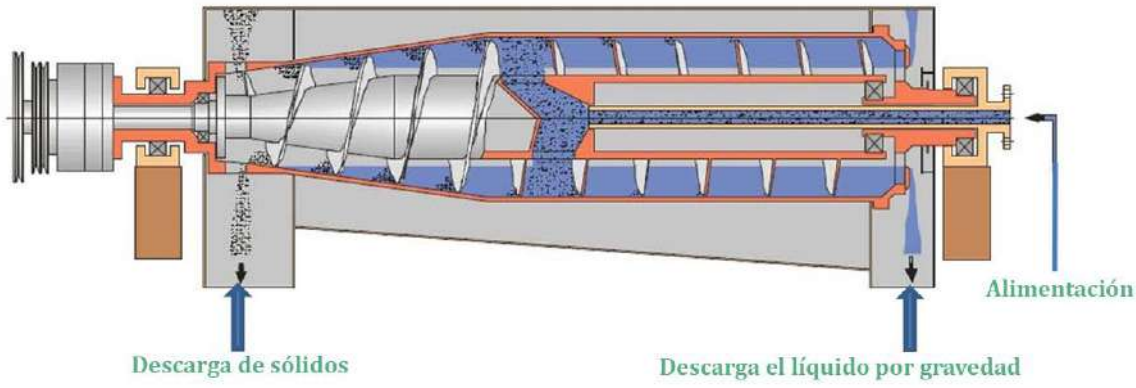


Figura 11.11. Centrífugas para la deshidratación de lodos.

La Tabla 11.8 recoge el grado de sequedad que se logra con el uso de Centrífugas según el tipo de lodo sometido a deshidratación, junto con las dosis de polímero para su acondicionamiento *(*Metcalf*&Eddy, 2013).*

Tabla 11.8. Rendimientos de las Centrífugas según el tipo de lodos y dosis de acondicionador.

Tipo de lodo	Concentración de entrada (%)	Acondicionamiento (kg polímero /tonelada m.s.)	Sequedad (%)
Lodos sin tratar			
Primario	4 – 8	2,5 – 5,0	25 – 50
Secundario	1 – 2	7,5 – 15,0	16 – 25
Primario + Secundario	3 – 5	2,5 – 8,0	25 – 35
Lodos estabilizados vía anaerobia			
Primario	2 – 5	4,0 – 6,0	25 – 40
Secundario estabilizado vía aerobia	1 – 3	10 – 15	18 – 25
Primario + Secundario	2 – 4	7,5 – 15,0	22 – 35

No existen parámetros de diseño, propiamente dichos, para esta tecnología de deshidratación de lodos, teniendo los fabricantes de equipos sus propios métodos de dimensionamiento. En cualquier caso, la información a suministrar a los fabricantes será siempre la misma:

- Caudal de alimentación de lodos (m^3/h)
- Carga de sólidos de alimentación (kg SS/h)

El consumo energético de este equipamiento para la deshidratación de lodos se sitúa entre 60-80 kWh/tonelada de materia seca *(Chamorro, 2018)*.

Entre las principales ventajas del empleo de Centrífugas para la deshidratación de lodos cabe citar *(adaptado de Chamorro, 2018)*:

- Proceso continuo y muy fiable.
- Bajos requisitos de superficie.

- Fácil instalación.
- No demandan mano de obra de forma continuada.

Entre sus principales inconvenientes destacan:

- Altos costos de construcción y de mantenimiento.
- Alto costo energético.
- Son sensibles a la presencia de arenas en los lodos a deshidratar.
- Mayor generación de ruido que en otros métodos de deshidratación.
- No es posible la observación directa de la zona de deshidratación, para poder tomarla como referencia a la hora de optimizar el proceso.
- Para su operación y mantenimiento se requiere personal cualificado y talleres específicos.

11.2.4.2 Deshidratación de lodos mediante Filtros Banda

En los Filtros Banda la separación de las fases líquida y sólida, presentes en los lodos a deshidratar, se logra comprimiéndolos entre dos bandas de una tela permeable, entre las que se dispone el lodo, aumentando la presión que se ejerce sobre este conforme las bandas van pasando progresivamente por rodillos de diámetros decrecientes. El resultado es una torta seca de lodos, de pequeño espesor, que se extrae en continuo de las telas mediante un sistema de rascado (Figura 11.12).

Figura 11.12. Esquema de funcionamiento de un Filtro Banda para el secado de lodos *(Chamorro, 2018).*

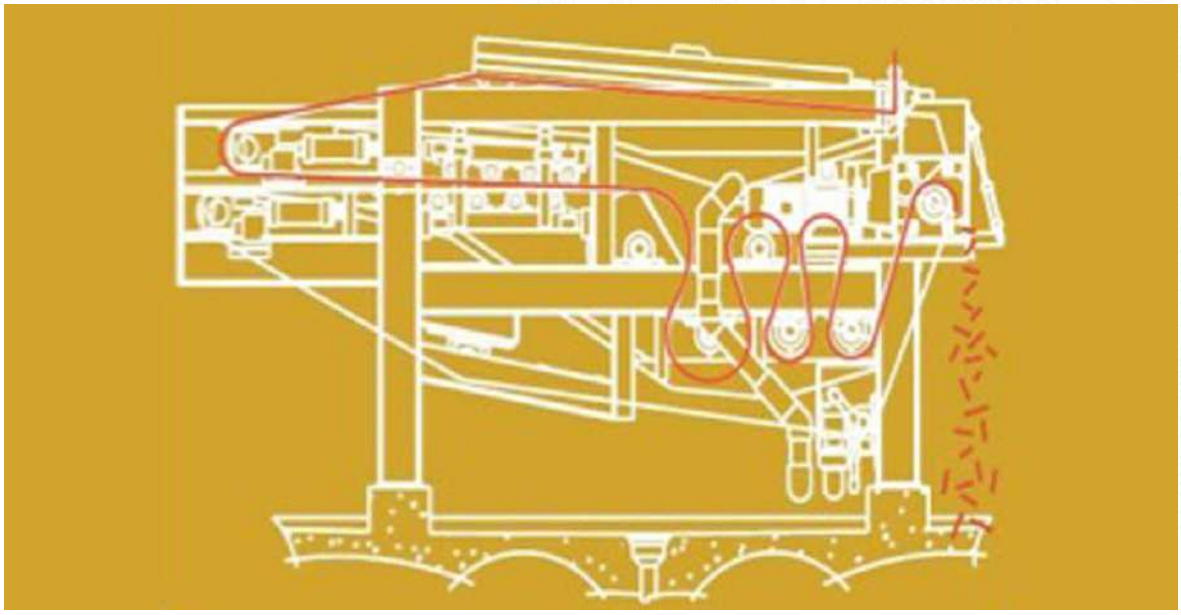


Figura 11.13. Filtro Banda para el secado de lodos *(Chamorro, 2018).*

El parámetro de diseño de este tipo de dispositivo para la deshidratación de lodos es la carga por ancho de banda, con un máximo de 250 kg SS/m/h para lodos estabilizados vía anaerobia y de 125 kg SS/m/h para lodos estabilizados vía aerobia. Siendo el ancho de banda máximo recomendado de 2,5 m, dado

que anchos mayores suelen dar problemas de descentrado de las telas y de flexión de los rodillos *(Chamorro, 2018)*.

El lavado con agua de las telas del filtro es continuo, con necesidades de agua comprendidas entre 5-10 m^3/m/h *(Chamorro, 2018)*.

La Tabla 11.9 recoge el grado de sequedad que se logra con el uso de Filtros Banda según el tipo de lodo sometido a deshidratación, junto con las dosis de polímero para su acondicionamiento *(Metcalf&Eddy, 2015)*.

Tabla 11.9. Rendimientos de los Filtros Banda según el tipo de lodo deshidratar y dosis de acondicionador.

Tipo de lodo	Concentración de entrada (%)	Acondicionamiento (kg polímero /tonelada m.s.)	Sequedad (%)
Lodos sin tratar			
Primario	4 – 8	1,5 – 2,5	26 – 35
Secundario	1 – 2	5,0 – 10,0	12 – 20
Primario + Secundario	3 – 5	3,0 – 5,5	15 – 25
Primario + Filtro Percolador	3 – 6	3,0 – 7,0	16 – 30
Lodos estabilizados vía anaerobia			
Primario	2 – 5	2,0 – 5,0	24 – 35
Secundario	2 – 3	4,0 – 10,0	13 – 23
Secundario estabilizado vía aerobia	1 – 3	6,0 – 10,0	12 – 22
Primario + Secundario	2 – 4	4,0 – 8,5	15 – 28

El consumo energético de este tratamiento de deshidratación es del orden de 30-40 kWh/tonelada de materia seca *(Chamorro, 2018)*.

Entre las principales ventajas del empleo de los Filtros Banda para la deshidratación de los lodos en exceso que se generan en las PTAR, destacan *(adaptado de Chamorro, 2018)*:

- Se trata de un proceso en continuo.
- Su consumo energético es bajo, en comparación con las Centrífugas.
- Facilidad en las labores de mantenimiento, comparado con las Centrífugas.

Como principales desventajas cabe mencionar:

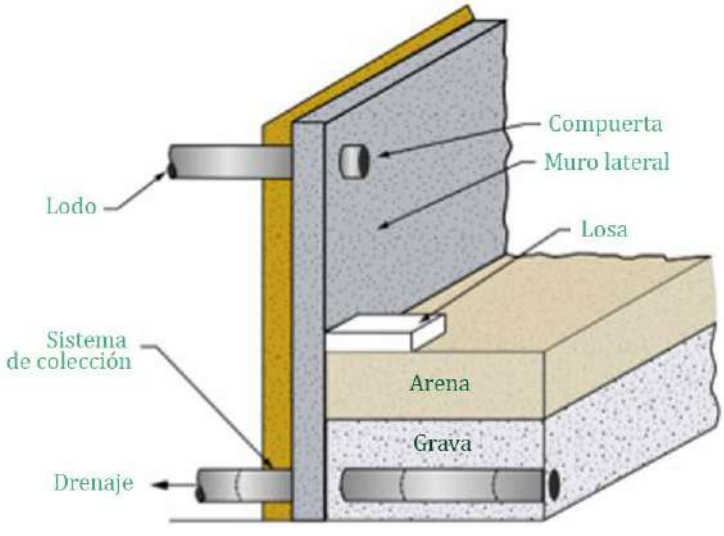
- Elevados costos de construcción.
- Altos costos de mantenimiento debido a los cambios periódicos de las telas.
- Requieren operadores cualificados.
- Elevado consumo de agua para la limpieza de las telas, lo que incrementa los caudales de escurridos.
- Riesgo de formación de aerosoles.

11.2.4.3 Deshidratación de lodos mediante Lechos de Secado

Estos sistemas de deshidratación de lodos están conformados por un lecho relleno de material filtrante, en cuya superficie se deposita el lodo, produciéndose su secado por el drenaje del agua a través de la propia masa del lodo y del medio filtrante y por la evaporación del agua a través de toda superficie del lodo expuesta al aire.

La siguiente figura muestra la sección típica de un Lecho de Secado:

Figura 11.14. Sección de un Lecho de Secado *(WEF, et al., 2012).*



El proceso de secado de los lodos tiene lugar en distintas fases:

- Inicialmente se dispone una capa de lodos a secar, de 25-50 cm de espesor, sobre la superficie filtrante del Lecho de Secado.

- Nada más disponer el lodo en el lecho, 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 del orden del 15-20%.

- La siguiente fase, la evaporación, es más lenta y produce grietas en la superficie de los lodos, lo que favorece el secado de las capas inferiores, al ser las grietas cada vez más profundas. Al final de esta fase, el lodo tiene una consistencia que le permite ser paleable. Las grietas en el lodo se producen cuando la sequedad del mismo está en torno al 30-40%. La sequedad final dependerá del espesor de la capa de lodo, de la climatología y del tiempo de retención del lodo en el lecho.

- Retirada del lodo ya seco, normalmente de forma manual y tras un periodo que dependerá mucho de la climatología de la zona de intervención y que puede oscilar entre 4 y 30 días (10-15 días de secado en condiciones favorables).

Los Lechos de Secado permiten eliminar una cantidad de agua suficiente de los lodos para que estos puedan ser manejados como material sólido, con grados de sequedad del 20-40%.

Los lodos que alimentan a los Lechos de Secado deben estar estabilizados, pues en caso contrario el proceso de filtración se enlentece, produciéndose, además, la emisión de malos olores y la atracción de vectores.

Figura 11.15. Lechos de secado (PTAR El Abra, Bolivia).

Dimensionamiento

Es recurrente encontrar en la bibliografía el dimensionamiento de los Lechos de Secado de lodos en función de la carga de sólidos (kg de materia seca por año y metro cuadrado de lecho). De este modo, se toma como referencia temporal de extracción de lodos el año, algo que se podría considerar adecuado en procesos en los que la retirada de los mismos se realiza en intervalos en torno a este periodo de tiempo, como es el caso de los Tanques Sépticos y de los Tanques Imhoff sobredimensionados, pero no para otros procesos, en que la retirada de lodos se hace de forma continua (Aireación Extendida), o cuya frecuencia de retirada de lodos es bastante menor (Lagunas de Estabilización).

El dimensionamiento en función de la carga de sólidos se considera adecuado para PTAR pequeñas, donde el sobredimensionamiento no resulta crítico y en las cuales, al realizarse la retirada de lodos cada varios meses, se cuenta con flexibilidad temporal para evitar temporadas de lluvias, pero no se estima adecuado para PTAR grandes, o en las que la retirada de lodos tiene lugar de un modo continuo.

Por otro lado, el contenido en agua del lodo también es un aspecto que se considera importante tener en cuenta a la hora de definir los tiempos de secado.

Debido a todo lo expuesto, en esta guía se propone, como norma general, realizar el dimensionamiento de los lechos en base a los tiempos de secado. El procedimiento de dimensionamiento que se expone a continuación ha sido adaptado de *"Faecal Sludge and Septage Treatment – A guide fo rlow and middle income countries (Tayler, 2018)"*

De acuerdo con este procedimiento, para el dimensionamiento de los Lechos de Secado se hace uso de los siguientes parámetros:

- Tiempo del ciclo de secado
- Espesor de la capa de lodos
- Carga superficial de sólidos

El *tiempo del ciclo de secado* viene dado por la expresión:

$$T_{cs} = t_c + t_s + t_r$$

Donde:

T_{cs}: duración del ciclo de secado (d)
t_c: tiempo de descarga de lodos a los Lechos de Secado (d)
t_s: tiempo de secado de los lodos (d)
t_r: tiempo empleado para la retirada de los lodos secos (d)

El tiempo de descarga de lodos al Lecho de Secado (t_c) vendrá definido por la rapidez con la que se puedan extraer los lodos a secar de la unidad de tratamiento de la que provengan, siendo en algunas ocasiones despreciable, porque la descarga se realiza en pocas horas.

El tiempo de secado (t_s) dependerá de las condiciones climáticas de la zona de intervención (temperatura, radiación solar, pluviometría y humedad) y de la naturaleza del lodo a secar (contenido en agua principalmente, pero también el grado de estabilización). Si no se cuenta con datos de tiempos de secado de la misma tipología de lodo y en las mismas condiciones climáticas del caso de estudio, será necesario realizar pruebas "in situ" para definirlos (en momentos de pluviometría desfavorable si los lechos no van a ir cubiertos). Como referencia, se pueden considerar los tiempos de secado que se muestras en la Tabla 11-10 *(Tayler, 2018*), para conseguir lodos con un contenido en sólidos de un

20-40%, en lechos cubiertos y donde, por tanto, no se ha tenido en consideración el efecto de la pluviometría.

Tabla 11.10. Tiempos de secado en función del tipo de clima, en Lechos de Secado cubiertos.

Tipo de clima	Tiempo de secado[1] (d)
Cálido seco	4 – 15
Templado húmedo	15 – 30

[1]Los lodos procedentes de Lagunas de Estabilización, debido a su mayor grado de estabilización, presentarán tiempos de secado algo menores.

En zonas de intensa pluviometría se recomienda que los Lechos de Secado de lodos se construyan siempre cubiertos, salvo que la frecuencia de retirada de los lodos sea tal que se pueda evitar la época de lluvias o, que por consideraciones económicas, sea preferible sobredimensionar los lechos.

En lechos sin cubrir será necesario mayorar los valores de la Tabla 11.10 de acuerdo a la pluviometría de la zona.

El efecto de la pluviometría sobre el tiempo de secado es difícil de estimar, debiéndose recurrir a estudios específicos "in situ". Dado que estos estudios no siempre es posible realizarlos, alternativamente sería posible definir un factor de mayoración que viniese dado por el aumento del nivel de agua en el lecho, debido a la pluviometría previsible durante el periodo de secado del lodo en el momento del año más desfavorable, considerando que la eliminación de agua de lluvia va a tener lugar de un modo uniforme a lo largo de todo este periodo, según propone von Sperling y Chernicharo (2005). Este factor de mayoración debería tenerse en cuenta en el cálculo del volumen del lodo a secar, reduciendo la concentración de los lodos a deshidratar.

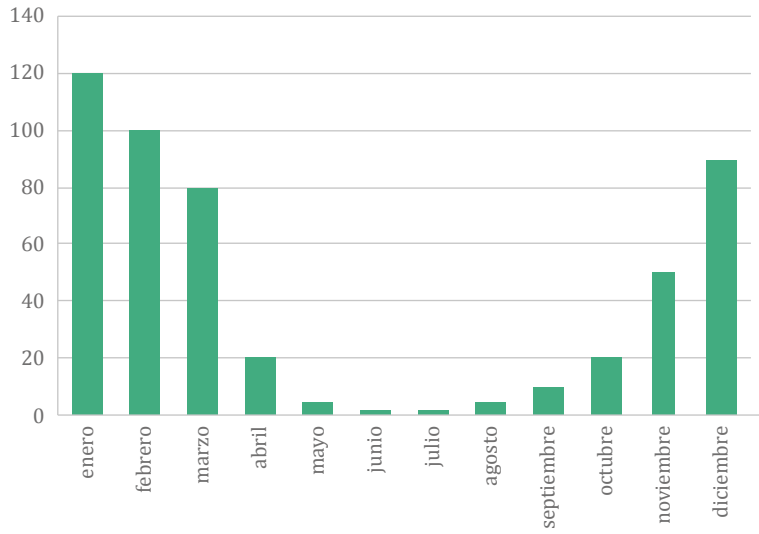
Esta consideración es conservadora, ya que parte del agua escurrirá los primeros días en que tenga lugar la lluvia, pero en cualquier caso nunca está de más tener margen de seguridad al respecto.

Al respecto es necesario acotar lo que se entiende como momento del año más desfavorable, viniendo este determinado por la frecuencia de retirada de los lodos. Se recomienda considerar la pluviometría media del mes más lluvioso en el caso de que la frecuencia de retirada de lodos sea mensual o mayor; la pluviometría media del tercer mes más lluvioso de la época más desfavorable en el caso de retirada de lodos trimestral, y así sucesivamente.

En un climograma como el de la Figura 11.16, para una extracción de lodos diaria, se tomaría un aporte pluviométrico de 120 mm que, habiendo adoptado un espesor de capa de lodos de 250 mm, supone un factor de mayoración del 48%. Si la extracción de lodos se realiza trimestralmente, se tomaría el aporte pluviométrico del tercer mes más lluvioso de la época más desfavorable, que en este caso serían 90 mm, lo que supone un factor del 36%.

El tiempo para la retirada de los lodos secos (t_r) dependerá de las dimensiones de los Lechos de Secado y del número de operadores que realicen esta tarea. En los casos en que esta retirada se realice manualmente, se puede considerar como referencia 2-4 m^3 de lodo retirado por trabajador y día (*Tayler, 2018)*.

Figura 11.16. Climograma que representa la pluviometría (mm) para los distintos meses del año.



El *espesor de la capa de lodos* a secar es otro parámetro clave a tener en cuenta de cara al dimensionamiento. La superficie de los Lechos de Secado viene definida por este espesor a partir de la fórmula siguiente:

$$S = \frac{V_L}{e}$$

Donde:

S: superficie de los Lechos de Secado (m^2)
V_L: volumen del lodo descargado en el lecho (m^3)
e: espesor de la capa de lodo (m)

Se recomienda trabajar con espesores de la capa de lodo de 0,2-0,3 m, pudiéndose aumentar este espesor hasta 0,5 m en los casos en que la concentración del lodo a secar sea menor al 3% en materia seca.

La *carga superficial de sólidos* viene definida por la expresión:

$$C_s = \frac{Q_{ld} \cdot C_{m.s.}}{S}$$

Donde:

C_s: carga superficial de sólidos (kg m.s./m^2/año)
Q_{ld}: caudal de lodos a deshidratar (m^3/año)
$C_{m.s.}$: concentración en materia seca de los lodos (kg m.s./m^3)
S: superficie de los Lechos de Secado (m^2)

La publicación citada *(Tayler, 2018)* recomienda hacer pruebas piloto para comprobar el valor del tiempo de secado cuando la carga de sólidos, determinada según el método de dimensionamiento propuesto, sea superior a 300 kg m.s./m^2/año.

Para el caso especial de las Lagunas de Estabilización, donde la frecuencia de retirada de lodos es mucho menor que para el resto de tratamientos, se debe utilizar como unidad de referencia kg m.s./m^2/x años, siendo x la frecuencia de retirada de lodos considerada.

Procedimiento de dimensionamiento

Las etapas que forman parte del dimensionamiento de un tratamiento de deshidratación de lodos mediante Lechos de Secado, son las siguientes:

1.- Determinación del volumen, concentración y contenido en materia seca de lodos a secar

En el caso de que no se dispongan de datos reales de los lodos para la estimación de su volumen y su contenido en materia seca, puede emplearse la Tabla 11.1. La concentración (% de materia seca) que se muestra en esta tabla, para el caso de Lagunas de Estabilización, se corresponde con el caso de que los lodos de las lagunas se extraigan por bombeo (7%). Si los lodos se extraen de las lagunas tras proceder a su vaciado, el porcentaje de materia seca alcanza el 10%.

2.- Determinación de la frecuencia de descarga de lodos sobre los Lechos de Secado en función de tipología/procedencia de los lodos.

La frecuencia de descarga de los lodos sobre los Lechos de Secado es un aspecto clave en el dimensionamiento de este tipo de deshidratación de lodos, ya que cuando esta frecuencia es menor a la de duración del ciclo se secado, se facilita la gestión de la operación de los lechos, al disponerse de una mayor flexibilidad. La Tabla 11.11 muestra la frecuencia de la descarga de los lodos en función de su tipología/procedencia.

Tabla 11.11 Frecuencia de la descarga de lodos en función de su tipología/procedencia.

Tipología/procedencia de los lodos	Frecuencia de descarga de los lodos
Aireación Extendida sin espesamiento	En continuo (a diario)
Aireación Extendida con espesamiento	En continuo (a diario)
Tanques Imhoff/RAFA /Digestores	Una descarga cada 1-3 meses
FAFA	Una descarga cada 4-6 meses
Lagunas Anaerobias	Una descarga cada 5-7 años

3.- Determinación de la duración del ciclo de secado de los lodos

Para la determinación de la duración del ciclo de secado se hace uso de la expresión:

$$T_{cs} = t_c + t_s + t_r$$

4.- Determinación de la superficie requerida de lecho por día o por descarga (según el caso)

La superficie requerida deberá ir referida a un día, en el caso de que la frecuencia de descarga sea diaria o mayor, y a cada descarga en caso de frecuencias

$$S = \frac{V_L}{e}$$

menores a la diaria. Esta superficie se obtiene mediante la siguiente expresión:

Donde:

S: superficie requerida (m^2). Diaria (S_d), en los casos en los que la descarga se realice con una frecuencia diaria o mayor, o para cada descarga (S_{evento}) en caso contrario.
V_L: volumen del lodo descargado en el lecho (m^3). Diario cuando los lodos se generen en continuo (frecuencia de descarga diaria o mayor), o en caso contrario, por cada descarga.
e: espesor de la capa de lodo a secar (m).

5.- Determinación del número de Lechos de Secado requeridos y del área por Lecho de Secado

El número necesario de Lechos de Secado y su tamaño dependerán de la duración del ciclo de secado, la frecuencia de descarga y de los turnos del personal de operación de la PTAR.

A este respecto se plantean cuatro tipologías de tratamientos que generan lodos, existiendo un procedimiento de cálculo diferente para cada uno de ellos:

1. Tratamientos cuya descarga de lodos se hace con una frecuencia diaria o mayor (caso de la Aireación Extendida), en PTAR que cuenten con personal de operación los siete días de la semana.

2. Igual que el caso anterior, pero para PTAR que no cuentan con personal de operación los siete días de la semana.

3. Tratamientos cuyo intervalo entre descargas de lodos es mayor a un día, pero menor que la duración del ciclo de secado (Tanques Imhoff y RAFA).

4. Tratamientos cuyo intervalo entre descargas es mayor al ciclo de secado (como es el caso de las Lagunas Anaerobias).

Para la primera de estas tipologías de tratamiento:

- El número de Lechos de Secado a considerar coincide con los días de duración del ciclo de secado.

- La superficie de cada Lecho de Secado (S_{lecho}) coincide con la superficie de lecho requerida al día (S_d). En caso de que esta superficie fuese excesiva, se dividiría en tantos lechos como fuese necesario. Para evaluar si el área de un lecho es demasiado grande, se puede recurrir a lo definido en la norma brasileña ABNT 1989, que establece que *"la distancia máxima de transporte para la remoción del lodo seco dentro de cada lecho sea de 10 metros*".

Para la segunda de estas tipologías de tratamiento:

- El volumen de los lodos a secar se debe dividir entre los días laborables del ciclo de secado, por lo que el número necesario de Lechos de Secado viene dado por la expresión:

$$N = T_{cs} - D_{nl}$$

Donde:

N: número necesario de Lechos de Secado
T_{cs}: duración del ciclo de secado
D_{nl}: número mínimo de días no laborables durante el ciclo de secado

- La superficie de cada Lecho de Secado (S_{lecho}) sería la superficie de lecho requerida al día (S_d), pero teniendo en cuenta el factor de corrección debido al número de días no laborables, de acuerdo con la expresión:

$$S_{lecho} = S_d \cdot \frac{T_{cs}}{(D_{nl} - T_{cs})}$$

Al igual que se ha explicado para la primera tipología de tratamiento, si el área de lecho calculado fuese excesiva, se dividiría ésta en tantos lechos como fuese necesario.

Para la tercera de estas tipologías de tratamiento:

- El número requerido de Lechos de Secado es independiente de los días no laborables dentro del ciclo de secado, ya que se programarían el comienzo y final del ciclo en días laborables. El número de unidades sería la resultante de redondear al alza la división entre la duración del ciclo de secado y la frecuencia de descarga de los lodos en días. Esta operación se puede definir mediante la siguiente ecuación:

$$N \geq \frac{T_{cs}}{f_D}$$

Donde:

N: número necesario de Lechos de Secado
T_{cs}: duración del ciclo de secado (d)
f_D: frecuencia de descarga de lodos (d)

- La superficie por Lecho de Secado (S_{lecho}) viene dada por la superficie requerida por descarga (S_{evento}) o, en el caso en que esta área fuese excesiva, dividida en tantos lechos como fuese necesario, según se ha explicado para la primera tipología de tratamiento.

La cuarta tipología de tratamiento generalmente presentará unos requerimientos de superficie de secado más importantes que el resto de tipologías de tratamiento planteadas, ya que la cantidad de lodo a secar por descarga será bastante grande, como ocurre típicamente en las Lagunas de Estabilización. Para evitar que el número de Lechos de Secado sea desproporcionado, se suele recurrir a alguna, o a varias, de las medidas que se proponen a continuación:

- Evitar en la extracción y el secado de lodos en temporada de lluvias.
- Incrementar el espesor de la capa de lodo a secar, reduciendo de este modo la superficie requerida de lechos, a costa de aumentar el tiempo de secado, que deja de ser limitante.
- Almacenar el lodo en lagunas adicionales, de las cuales se puede alimentar a los Lechos de Secado en los intervalos requeridos, en función de la duración definida para el ciclo de secado.
- Si el sistema de extracción es por bombeo, extraer el lodo en varias operaciones distanciadas al menos un ciclo de secado, en lugar de en una sola vez.

Será en cada situación concreta donde se deberá determinar el número de Lechos de Secado a considerar y el área (S_{lecho}) óptimos en función de la cantidad de lodo descargado, de su tiempo de secado y de si se va a recurrir a alguna/s de las medidas expuestas anteriormente.

Para el caso concreto de Lagunas Anaerobias y Facultativas, será necesario también tener en consideración el método de retirada de los lodos. Si el método de extracción es por bombeo mientras la laguna está operando normalmente, el contenido en materia seca del lodo será en torno al 7%, como ya se ha comentado. En cambio, si el método de retirada se basa en el aislamiento de la laguna a la que se va a extraer el lodo, para extraer posteriormente el sobrenadante por bombeo, dejar secar un tiempo y retirar por último el lodo, para lo que será necesario que las lagunas cuenten con rampas para el acceso de camiones, el contenido en materia seca será significativamente mayor (aproximadamente 10%), hecho que deberá ser también tenido en cuenta en el dimensionamiento de los lechos de secado.

6.- Determinación de la superficie total de los Lechos de Secado

La superficie total requerida de lechos será la suma de las áreas requeridas por los distintos tratamientos que generen lodos en la PTAR, y cuyo destino sean los Lechos de Secado, de acuerdo con siguiente fórmula:

$$S_T = \sum_{i=1}^{n} N_i \cdot S_{lecho\ i}$$

Donde:

S_T: superficie total requerida de Lechos de Secado (m^2)
n: número de tratamientos de la PTAR que producen lodos con destino a los Lechos de Secado
N_i: número de Lechos de Secado requeridos para el tratamiento i
$S_{lecho\ i}$: superficie unitaria de Lecho de Secado requerida para el tratamiento i (m^2)

7.- Determinación del número de ciclos de secado al año y revisión de la carga anual de sólidos resultante

Como se ha expuesto con anterioridad se considera necesario chequear la carga de sólidos anual resultante.

Para poder hacer este chequeo, se deberá previamente definir el número de ciclos de secado que tendrán lugar a lo largo del año. Este análisis deberá realizarse para cada tratamiento de la PTAR que produzca lodos con destino a secado.

Para calcular el número anual de ciclos, se debe en primer lugar definir la frecuencia semanal del ciclo. La definición de esta frecuencia es sencilla y directa en algunos casos, por ejemplo para un RAFA cuya descarga de lodos se realice 1 vez cada 2 meses, la frecuencia semanal sería 1/8 (considerando 4 semanas/mes). En otros casos con descargas diarias como sería el caso de la Aireación Extendida, sería necesario recurrir a un calendario hipotético, contemplando los días no laborables en las PTAR que no cuenten con personal de operación los siete días de la semana, para poder definir esta frecuencia en función de la duración del ciclo. Para mayor detalle sobre casos como este último, se puede

consultar el ejemplo expuesto en "*Faecal Sludge and Septage Treatment – A guide for low and middle income countries (Tayler, 2018)*", en las páginas 278 y 279.

El número de ciclos por año vendrá definido entonces por la expresión:

$$N_c = C \, x \, 52$$

Donde:

N_C: número de ciclos de secado anuales
C: frecuencia semanal del ciclo

El número de ciclos anual que se obtiene de la expresión anterior debe redondearse a la baja, e incluso se le podría restar una o dos unidades si se trata de un número considerable de ciclos, para tener en cuenta el efecto que podrían tener las vacaciones del personal, u otras eventualidades en el servicio.

Una vez definido el número de ciclos anuales la revisión de la carga de sólidos se lleva a cabo mediante la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{e \cdot C_{m.s.} \cdot N_c}{1 + F_m}$$

Donde:

C_s: carga de sólidos con la que trabajan los Lechos de Secado (kg m.s./m^2/año)
e: espesor de la capa de lodos en los lechos (m)
$C_{m.s}$: concentración en materia seca de los lodos (kg m.s./m^3)
F_m: factor de mayoración debido a las lluvias. En lechos cubiertos este factor es cero.

Si la carga de sólidos calculada es menor de 100 kg/m^2/año, entonces se consideraría aconsejable recurrir a un espesamiento previo para reducir los tiempos de secado, principalmente en PTAR grandes, o en medianas y pequeñas en los casos en que el área disponible fuese escasa.

Si la carga de sólidos calculada es mayor de 300 kg/m^2/año, entonces se debe comprobar el tiempo de secado (t_s) mediante pruebas in situ. Si no fuese posible realizar estas pruebas, se aumentará el valor asignado al tiempo de secado

hasta alcanzar un valor de 300 kg/m^2/año para C_s ya que, si no se cuenta con certeza al respecto, resulta arriesgado adoptar valores superiores.

Características de la deshidratación de lodos mediante Lechos de Secado

El empleo de Lechos de Secado para la deshidratación de lodos permite alcanzar grados de sequedad del orden del 20-40%.

En lo referente a la influencia de la climatología, la temperatura, la pluviometría y la humedad, ejercen una decisiva influencia sobe este tratamiento de deshidratación de lodos. Altas temperaturas y bajos niveles de humedad aceleran el secado de los lodos, mientras que elevados índices de pluviometría y humedad lo retrasan.

No se dispone de referencias para poder determinar la influencia de la altitud del emplazamiento sobre el comportamiento de este tratamiento.

En lo referente a los posibles impactos medioambientales:

- La generación de ruidos es nula, cuando se alimentan los Lechos de Secado por gravedad, y muy reducida cuando se requiere el bombeo de los lodos a secar, como consecuencia de la escasa potencia necesaria de las bombas.

- Existe el riesgo de generación de olores desagradables, que vendrá muy condicionado por el grado de estabilización que presenten los lodos a deshidratar.

- Al construirse generalmente los Lechos de Secado enterrados (o semienterrados), el impacto visual que provocan es reducido.

- Como en cualquier otra tecnología, por deficiencias constructivas, o por el deterioro de las instalaciones, se corre el riesgo de filtraciones de aguas de muy mala calidad, que pueden provocar la contaminación de las aguas subterráneas.

En el caso de PTAR de gran tamaño, la elevada superficie que se precisa para la ejecución de los Lechos de Secado de lodos, hace que las características de los terrenos disponibles para su construcción ejerzan una notable influencia

a la hora de su selección. Por otro lado, para evitar el bombeo de los lodos a secar, se primarán aquellos terrenos que presenten ligeras pendientes que permitan la alimentación de los lechos por gravedad y su construcción enterrada o semienterrada.

Entre las principales ventajas del empleo de Lechos de Secado para la deshidratación de los lodos en exceso que se generan en las PTAR, destacan:

- Bajos costos de construcción.
- Nulo o bajos consumos energéticos, dependiendo de si es necesario bombear los lodos a deshidratar.
- Bajos costos de mantenimiento en comparación con los sistemas de deshidratación mecánicos.
- No se precisa la adición de reactivos.
- No se requiere personal cualificado.
- No se producen ruidos (salvo que sea necesario el bombeo de los lodos).

Como principales desventajas cabe mencionar:

- Elevados requisitos de superficie, comparados con los sistemas mecánicos de deshidratación de lodos.
- Sensibilidad a las condiciones meteorológicas (pluviometría, humedad, temperatura).
- Importante necesidad de mano de obra para la extracción de los lodos deshidratados.
- Reposición periódica de parte del material filtrante.
- Emisión de malos olores, principalmente si los lodos a secar no se encuentran suficientemente estabilizados.

Características constructivas

El confinamiento

- La forma más habitual de los Lechos de Secado es la rectangular, con relaciones largo/ancho del orden de 2-3/1.

- La profundidad de lecho debe ser tal que permita la inclusión del medio filtrante, de la capa de lodo que se vaya a secar y de una zona de resguardo.

- Las paredes de los Lechos 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.

- Para facilitar su operación y mantenimiento, de acuerdo con la norma brasileña ABNT 1989, se recomienda que la distancia máxima de transporte para la remoción del lodo seco dentro de cada lecho sea de 10 metros.

- En lugares con elevados índice de pluviometría, se recomienda proteger los Lechos de Secado de la lluvia mediante el empleo de cubiertas (Figura 11.17). Estas cubiertas pueden ser de diferentes tipos, desde simples techados, a completas cubiertas transparentes de plástico, con la posibilidad de retirar las paredes cuando se considere necesario. El empleo de cubiertas transparentes permite aprovechar la energía solar para aumentar la temperatura de los lodos a deshidratar, acelerando así la eliminación de agua, e incrementado la eficiencia de eliminación de organismos patógenos *(MARN, 2016)*.

Figura 11.17. Lechos de Secado de lodos cubiertos (PTAR de San Bartolo, Sololá, Guatemala).

- Cuando se cubran los Lechos de Secado se recomienda que se tenga en cuenta su orientación, de forma que la parte más alta de la cubierta se ubique de forma que reciba la mayor radiación solar, pudiendo recibir sol directo la mayor parte del tiempo posible.

- El cubrir o no los Lechos de Secado no sólo dependerá de la pluviometría de la zona y de la superficie total precisa de lechos, sino también de otras características de cada contexto concreto. A modo de ejemplo, si existe un desnivel pronunciado en el terreno en el que se encuentra la PTAR, para minimizar el movimiento de tierras, puede resultar más adecuado diseñar una menor superficie de Lechos de Secado cubiertos, que una mayor superficie de lechos sin cubrir.

El material filtrante

- El material filtrante que se emplea en los Lechos de Secado de lodos suele estar constituido por capas de arena y gravas, con diferente granulometría, siendo habitual la siguiente disposición de arriba abajo del material filtrante *Chamorro, 2018):*

  - Una capa de arena (0,3-1 mm) con un espesor de 5-10 cm. Sobre esta capa, para evitar tener que reponer la arena cada vez que se

extrae el lodo seco, pueden disponerse ladrillos o losetas de unos 5 cm de espesor, con una separación entre ellos de 2-3 cm. La arena debe cubrir los huecos entre las losetas y en ningún caso estas deben entorpecer la percolación del agua.

- Una capa de gravilla (5-15 mm) de 15-25 cm de espesor.
- Una capa de grava (15-25 mm) de 5-15 cm.

Figura 11.18. Lechos de Secado de lodos con capa de ladrillos en la parte superior. PTAR de San Juan de Opico (El Salvador).

Los elementos de entrada y salida

- Los lodos a deshidratar se pueden aplicar a los Lechos de Secado a través de tuberías, equipadas con válvulas en sus extremos, o mediante el empleo de canales abiertos, con aperturas laterales controladas mediante compuertas manuales. Esta segunda opción permite la limpieza del canal después de cada uso, pero puede ser un foco de emisión de malos olores y de proliferación de mosquitos.

- Para evitar que la caída de los lodos erosione la superficie de arena del lecho, se colocan sobre esta ladrillos o losetas, sobre los que se produce la descarga de los lodos a deshidratar.

- Para la recogida de los lixiviados, que van percolando a través del material filtrante, en el fondo de los lechos, y embutido en la capa de gravas, se dispone un sistema de drenaje, constituido por tuberías perforadas. La tubería principal de este sistema de drenaje deberá tener un diámetro de al menos 10 cm y una pendiente del orden del 1%, en dirección a la zona de evacuación.

Operación y mantenimiento

- Las labores de operación y mantenimiento de los Lechos de Secado para la deshidratación son simples, si bien requieren de una considerable mano de obra.

- Los Lechos de Secado se alimentarán de forma que la capa de lodos a secar presente espesores de 25-30 cm, pudiéndose aumentar hasta un máximo de 50 cm en el caso en que el contenido en materia seca de los lodos sea mayor al 3%. Espesores mayores dificultan el secado de las zonas más profundas de la capa de lodos.

- Una vez se tengan los lodos secos (Figura 11.19), la extracción de los mismos se lleva a cabo, normalmente de forma manual, vertiendo el lodo seco, con la ayuda de palas, en carretillas que los conducen fuera de los lechos, para ser almacenados o cargados en un camión.

Figura 11.19. Aspecto de los lodos una vez secos.

- Con cada retirada de lodos secos también se elimina algo de arena de la capa drenante, al quedar adherida a los lodos, lo que obliga, cada cierto tiempo, a reponer parte de la arena para recuperar su espesor inicial.

- Se ha reportado una reducción en tiempos secado de aproximadamente un 25% si se realiza un mezclado diario de los lodos durante el periodo de secado. Esta directriz puede ser de interés en pequeñas PTAR, especialmente cuando las previsiones meteorológicas apunten lluvias en los días venideros, e interese secar los lodos lo antes posible.

- Los lixiviados, que presentan un fuerte carácter contaminante, deben enviarse a la Línea de Agua de la PTAR, para su tratamiento.

- En los procesos de descarga discontinua de lodos, siempre que sea posible y que haya margen de maniobra al respecto (climatología y disponibilidad de personal), se recomienda descargar el lodo en pequeños lotes. Por ejemplo, para el caso de un Tanque Imhoff cuya frecuencia de descarga de lodos sea de 3 meses, se considera más adecuado realizar tres descargas de lodo de un tercio de la cantidad total de lodos a extraer cada mes, en lugar de descargar todo el lodo cada tres meses. De este modo, la edad del lodo presente en el tanque será mayor y más homogénea, lo que repercutirá favorablemente en la estabilidad del proceso. Además, esto puede tener otros efectos positivos, ya que esta extracción en lotes podría desembocar en menores requerimientos del área total precisa de los Lechos de Secado, cuando se realice su dimensionamiento.

- En Tanques Imhoff, Tanques Sépticos, Lagunas Anaerobias y otros procesos, en que la descarga del lodo se realice en intervalos poco frecuentes, se considera adecuado que la operación de retirada de lodos se realice con la mayor frecuencia posible, al menos durante la época seca. Esto tendrá varios efectos positivos, como un mejor aprovechamiento de los lechos, ya que al haber menos cantidad de lodo, estos secarán mejor y más rápido. También, esta mayor frecuencia hará de la retirada del lodo una tarea cotidiana en la operación la PTAR, lo que desemboca en una pronta identificación de problemas y una mejor monitorización del proceso. Además de lo comentado, al extraer sólo una pequeña parte del lodo presente en el reactor, la edad del mismo será mayor y más homogénea, lo que redundará en un mejor funcionamiento del proceso.

- En el caso del tratamiento de los lodos procedentes de Lagunas Anaerobias o Facultativas, cuando el sistema de retirada sea por bombeo, se recomienda extraer el lodo en varias operaciones distanciadas al menos un ciclo de secado, con el objetivo de minimizar la superficie requerida de Lechos de Secado.

11.2.4.4 Deshidratación de lodos mediante Humedales Artificiales

Los Humedales Artificiales, que se emplean para la deshidratación de lodos, combinan las ventajas de operación de los Lechos de Secado, con las condiciones aerobias que generan las raíces de las plantas en un Humedal Artificial para el tratamiento de agua residuales (Uggetti et al., 2009). De esta forma, a los fenómenos de percolación y evaporación que se dan en los Lechos de Secado, se agregan los de la transpiración de las plantas y la acción de sus raíces, las cuales crean rutas entre los lodos a secar, para permitir que el agua escape más fácilmente. Externamente, la apariencia del este tratamiento es semejante a la de un Humedal Artificial de Flujo Vertical (Figura 11.20).

Figura 11.20.Humedal Artificial para el secado de lodos en la PTAR de Hasstemn (Dinamarca) y detalle.

Los principios en que se basa el empleo de Humedales Artificiales para el secado de lodos, y que suponen ventajas con respecto a los Lechos de Secado clásicos, son los siguientes *(Nielsen, 2003):*

- Los tallos, rizomas y raíces de las plantas favorecen el drenaje del agua, al crear canales en profundidad (probablemente sea el efecto más significativo).
- La acción del viento sobre la vegetación origina huecos en la superficie del lodo, por el movimiento pivotante de los tallos, que facilitan el escurrido del agua.
- La evapotranspiración se ve favorecida por la presencia de las plantas, lo que facilita el secado de los lodos.
- Las raíces de las plantas contribuyen a la transferencia de oxígeno entre las capas de grava, creando microespacios aerobios que favorecen la mineralización e higienización del lodo, lo que permite alcanzar un mayor grado de estabilización que en el caso de los Lechos de Secado.

Se precisa la construcción de varios Humedales Artificiales, que operan en alternancia, estando unos en operación y otros en reposo.

Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de los Humedales Artificiales destinados al secado de lodos, se hace uso de la *carga de* sólidos, que viene definida por la expresión:

$$C_s = \frac{Q_{ld} \cdot C_{m.s.}}{S}$$

Donde:

C_s: carga de sólidos (kg m.s./m^2/año)
Q_{ld}: caudal de lodos a deshidratar (m^3/año)
$C_{m.s}$: concentración en materia seca de los lodos (kg m.s./m^3)
S: superficie de los lechos de secado (m^2)

Las cargas de sólidos que habitualmente se recomiendan para el dimensionamiento de este tipo de humedales se muestran en la Tabla 11.12 *(MARM, 2010).*

Tabla 11.12. Cargas de sólidos recomendadas para el dimensionamiento de Humedales Artificiales para el secado de lodos.

País	Carga de sólidos (kg m.s./m^2/año)
Estados Unidos	30
Francia	25 (recomendado 18 kg m.s./m^2/año el primer año y posibilidad de aumentar hasta 60 kg m.s./m^2/año cuando el humedal está estabilizado).
Bélgica	20 – 30 para fangos estabilizados vía aerobia, con un contenido del 45-65% en materia orgánica.
Dinamarca	60 para fangos procedentes de sistemas de fangos activos con una elevada edad del fango (> 20 días). 50 para el resto.
España	50 – 60

Metcalf&Eddy (2015) recomienda cargas de sólidos de 30-60 kg m.s./m^2/año, si bien se reportan cargas de hasta 100 kg m.s./m^2/año, en función de la naturaleza de los lodos y de las condiciones climáticas en las que se trabaje.

A la vista de estos datos, y en una primera aproximación, dado que Bolivia no cuenta aún con esta tecnología de secado de lodos, se proponen las siguientes cargas de sólidos para el dimensionamiento de los Humedales Artificiales para el secado de lodos en las diferentes zonas ecológicas:

Tabla 11.13. Cargas de sólidos en función de la zona ecológica.

Zona ecológica	Carga de sólidos (kg m.s./m^2/año
Altiplano	30 – 40
Valles	40 – 60
Llanos	60 – 80

Procedimiento de dimensionamiento

Las etapas que forman parte del dimensionamiento de un tratamiento de deshidratación de lodos mediante Humedales Artificiales, son las siguientes:

1.- Determinación de la superficie necesaria de Humedales Artificiales

Fijada la carga de sólidos con la que se va a trabajar, en función de la zona ecológica (Tabla 11.13), la superficie necesaria de humedales viene dada por:

$$S = \frac{Q_{ld} \cdot C_{m.s.}}{C_S}$$

Los requisitos de superficie para la construcción de Humedales Artificiales, destinados al secado de lodos, se estiman en 0,25-0,65 m^2/habitante *(De Maeseneer, 1997)*.

2.- Determinación del número de unidades de Humedales Artificiales implantar

Limitando, por temas de operación y manejo, la superficie unitaria a 200 m^2, el número de Humedales Artificiales a implantar se determina dividiendo la superficie obtenida por esta superficie limitante.

Características de la deshidratación de lodos mediante el empleo de Humedales Artificiales

El empleo de Humedales Artificiales para el secado de lodos permite alcanzar grados de sequedad del 20-40 % *(Uggetti et al., 2010)*.

En lo referente a la influencia de la climatología, la temperatura, la pluviometría y la humedad, estas ejercen una notable influencia sobe este tratamiento de deshidratación de lodos. Altas temperaturas y bajos niveles de humedad aceleran el secado de los lodos, mientras que elevados índices de pluviometría lo retrasan.

No se dispone de referencias para determinar la influencia de la altitud del emplazamiento sobre el comportamiento de este tratamiento de deshidratación de lodos.

En lo referente a los posibles impactos medioambientales:

- La generación de ruidos es nula cuando se alimentan los humedales por gravedad y muy reducida cuando se requiere el bombeo de lodos a secar, como consecuencia de la escasa potencia necesaria de las bombas.

- Existe el riesgo de generación de olores desagradables, que vendrá muy condicionado por el grado de estabilización que presenten los lodos a deshidratar.

- Los humedales ejercen un impacto visual positivo, como consecuencia de la vegetación implantada.

- Como en cualquier otra tecnología, por deficiencias constructivas, o por el deterioro de las instalaciones, se corre el riesgo de infiltraciones de aguas de mala calidad, que pueden provocar la contaminación de las aguas subterráneas. Si bien en el caso de los Humedales los lixiviados son menos contaminantes que los que se generan en los Lechos de Secado clásicos.

En el caso de PTAR de gran tamaño, la elevada superficie que se precisa para la ejecución de los humedales, hace que las características de los terrenos disponibles para su construcción ejerzan una notable influencia a la hora de su selección. Por otro lado, para evitar el bombeo de los lodos a secar, se primarán aquellos terrenos que presenten ligeras pendientes que permitan la alimentación de los humedales por gravedad y su construcción enterrada o semienterrada.

Entre las principales ventajas del empleo de Humedales Artificiales para la deshidratación de los lodos en exceso que se generan en las PTAR, destacan:

- Bajos costos de construcción.

- Bajos costos de mantenimiento.

- Nulo o bajo consumo energético, dependiendo de que haya que bombear los lodos a deshidratar.

- No se precisa la adición de reactivos.

- No requieren personal cualificado.

- Se alcanza un cierto grado de estabilización de los lodos.

- Se generan lixiviados menos contaminantes que los Lechos de Secado. En todo caso, estos lixiviados deben ser tratados.
- No se producen ruidos, si no se precisa el bombeo de lodos a deshidratar.
- Buena integración paisajística.

Como principales desventajas cabe mencionar:

- Elevados requisitos de superficie, comparados con los sistemas mecánicos de deshidratación de lodos.
- Sensibilidad a las condiciones meteorológicas (pluviometría, humedad, temperatura).
- Necesidad de la siega periódica de la vegetación.
- Posible emisión de malos olores.

Características constructivas

El confinamiento

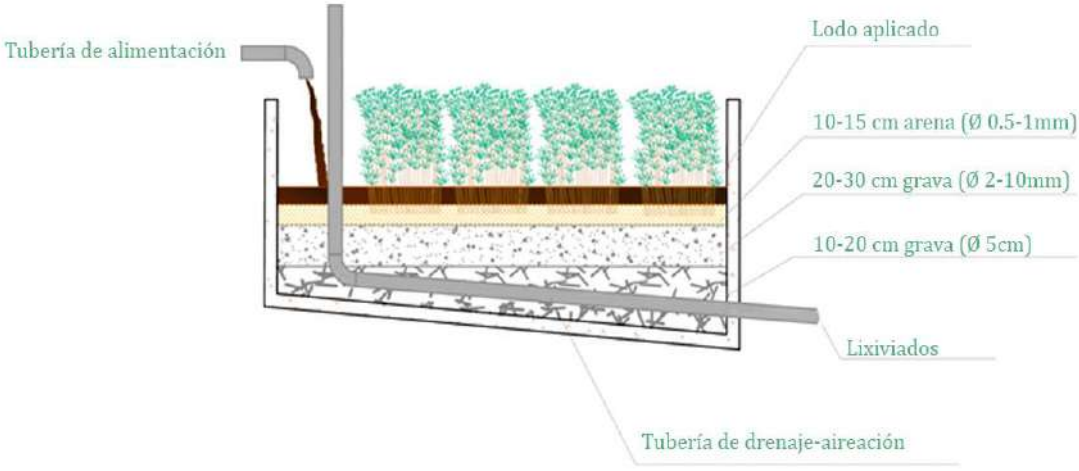
- Este tipo de humedales se suelen construir por excavación en el terreno, siendo válidas, en este caso, todas las características constructivas que se detallaron para los Humedales Artificiales de Flujo Vertical en el Capítulo 7 de la presente guía.
- El confinamiento se suele construir en obra civil, cabiendo la posibilidad de que tanto el fondo como las paredes se ejecuten en hormigón armado, o de que para el fondo se emplee hormigón armado y ladrillos para las paredes, dado que en el interior del confinamiento no se acumula el agua, por lo que no se ejerce presión hidrostática sobre sus paredes.
- Para facilitar su operación y mantenimiento, se recomienda que la superficie unitaria de los Humedales Artificiales no supere los 200 m^2.
- Se recomienda un resguardo, de aproximadamente 1 m de altura, sobre el medio filtrante.

Figura 11.21. Humedal Artificial para el secado de lodos construido en obra civil (PTAR de Scobvy, Dinamarca).

El material filtrante

- Al igual que en los Lechos de Secado, el material filtrante de estos humedales está formado por varias capas de grava y una de arena en superficie, sobre la que se planta la vegetación. En concreto, la altura del medio filtrante oscila entre 45-65 cm y está constituida 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. (Figura 11.22).

Figura 11.22. Corte transversal de un Humedal Artificial para el secado de lodos (Uggetti et al., 2010).



La vegetación

- Constituye, junto al material filtrante, uno de los elementos clave de los Humedales Artificiales destinados al tratamiento de lodos. Las especies de plantas empleadas deben ser capaces de crecer en un medio lodoso y en condiciones anaerobias; deben contar con una alta tasa evapotranspiración (se ve favorecida en las hojas anchas) y, al mismo tiempo, deben ser capaces de soportar las variaciones del nivel de agua, de la salinidad y del pH que tienen lugar en el transcurso del proceso de secado de los lodos.

- La densidad de la plantación varía entre 4-15 rizomas/m^2 *(Uggetti et al., 2010),* habiéndose empleado con éxito, entre otras, las especies: *Phragmites australis, Typha sp., Cyperus papyrus L.* y *Echinochloa pyramidalis*. En todo caso, siempre debe recurrirse al empleo de plantas autóctonas, que cumplan con los requisitos anteriormente señalados.

- La plantación debe realizarse en la capa de grava intermedia, justo por debajo de la capa de arena *(Metcalf&Eddy, 2015).*

Los elementos de entrada y salida

- La aplicación de los lodos sobre los humedales puede realizarse directamente desde los sedimentadores primarios y secundarios, o desde un tanque de almacenamiento y estabilización de estos lodos. En aquellos casos en los que el diagrama de flujo de la PTAR incluya una unidad de decantación-digestión, no será necesario disponer de un tanque de almacenamiento.

- El sistema de alimentación a este tipo de humedales es similar al que se emplea en los Lechos de Secado de lodos (Figura 11.23).

Figura 11.23. Alimentación de un humedal para lodos. EDAR de Santa Eulalia de Ruiprimer (España).

- Para evitar que la corriente de lodos erosione la superficie del material filtrante, se colocan sobre esta unas losetas, sobre las que se produce la descarga de los lodos a deshidratar.

- Los lixiviados que se generan por percolación de las aguas que drenan de los lodos se recogen mediante un sistema de tuberías perforadas, dispuestas en el fondo del humedal. Estas tuberías tendrán una pendiente de al menos el 1% hacia la zona de evacuación de los lixiviados y estarán recubiertas y apoyadas en un lecho de arena (de 0,5-1 mm) y de grava (2-10 mm).

- Los lixiviados, dada su contaminación, deben conducirse a la Línea de Agua de la PTAR para su tratamiento.

Operación y mantenimiento

- Las labores de operación y mantenimiento de los Humedales Artificiales para el secado de lodos son simples y están muy separadas en el tiempo. No obstante, cuando finaliza el periodo de operación de un humedal, para la retirada de la capa de lodos secos y de la parte aérea

de la vegetación, se hace preciso contar con maquinaria pesada (retroexcavadora).

- En climas fríos, se recomienda que la plantación y puesta en marcha de los humedales se lleve a cabo en la época más cálida del año.

- La aplicación de los lodos sobre los humedales no debe realizarse inmediatamente después de la plantación, siendo necesario dejar un periodo de establecimiento y crecimiento de la vegetación de 1-2 meses, que vendrá condicionado por la climatología de la zona.

- La aplicación de lodos a los humedales debe realizarse de forma que en ningún caso quede cubierta la vegetación.

- Tras cada aplicación de lodos al humedal (de unos 7,5-10 cm de espesor), es necesario dejar un periodo de reposo antes de la siguiente aplicación. Mientras dura este periodo se alimentará otro de los humedales implantados.

- La duración de los periodos de reposo varía en función del número de humedales implantados, de las condiciones climatológicas, del tiempo que lleve funcionando el humedal y del contenido en sólidos de los lodos a secar. Se identifican en la bibliografía periodos de reposo muy diferentes, oscilando entre 2-10 días en humedales nuevos y 55-65 días en humedales maduros (*Nielsen, 2003*). Cuanto mayor sea el número de humedales disponibles se hace más factible alargar las rotaciones y, de esta forma, conseguir un mayor grado de sequedad del lodo (*Uggetti, 2010)*.

- Cuando el crecimiento de la vegetación implantada dificulte el reparto uniforme de los lodos a secar sobre la superficie del humedal, debe procederse a su siega. Esta operación se realizará en época fría, cortando los tallos un poco por encima del manto de lodos.

- Con las sucesivas alimentaciones, la altura de la capa de lodos del humedal se va incrementando, hasta alcanzar una cota máxima (determinada por el resguardo de seguridad). En ese momento, se detiene definitivamente la alimentación al humedal y se le deja en un periodo

de reposo final, que puede llevar de 1-2 meses a 1 año, con objeto de aumentar el grado de sequedad y de mineralización de los lodos.

- 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 la ayuda de 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)*. Los lodos, junto con la vegetación extraída, se someten a un proceso posterior de compostaje (Figura 11.24).

Figura 11.24. Extracción de los lodos deshidratados y de la parte aérea de la vegetación en un Humedal Artificial para el secado de lodos, en la PTAR de Greve (Dinamarca), que da servicio a 50.000 habitantes *(Uggetti, 2010)*.

11.2.4.5. Selección de tratamientos para la deshidratación de lodos

La selección del tratamiento de deshidratación a aplicar a los lodos generados en una PTAR, depende los siguientes factores *(adaptado de Chamorro, 2018)*:

- **Cantidad de los lodos a deshidratar:** los sistemas mecánicos de deshidratación de lodos están especialmente indicados para el secado de los lodos en exceso generados en PTAR que dan servicio a poblaciones de tamaño grande. Los equipos mecánicos de secado de lodos en pequeñas poblaciones presentan más inconvenientes que ventajas, pues a

sus elevados costos de adquisición se suman sus elevados consumos energéticos y la necesidad de contar con operadores cualificados para su operación y mantenimiento. Para PTAR aisladas, los sistemas mecánicos también son poco versátiles, salvo que las labores de operación y mantenimiento se integren en un conjunto de depuradoras que permita optimizar costos y disponer de personal cualificado, que de servicio a ese grupo de instalaciones de tratamiento.

- **Grado de sequedad final a alcanzar en los lodos:** este parámetro está muy relacionado con el posible aprovechamiento de lodos una vez secos y con su transporte. De los sistemas de deshidratación de lodos analizados, los Lechos de Secado y los Humedales Artificiales alcanzan grados de sequedad del 20-40%, mientras que los sistemas mecánicos analizados alcanzan del orden de un 20%. El grado se sequedad de los lodos influye notablemente en los costos de su transporte.

- **Espacio disponible:** los sistemas mecánicos de deshidratación de lodos requieren mucha menor superficie para su construcción que los sistemas naturales de secado.

- **Condiciones climáticas:** las condiciones climáticas (especialmente la pluviometría), tienen una mucha mayor influencia en el comportamiento de los sistemas naturales de secado de lodos, que sobre los mecánicos, que trabajan bajo cubierta.

- **Consumos energéticos:** los sistemas mecánicos de secado de lodos analizados presentan consumos energéticos del orden de 30-80 kWh/tonelada de materia seca, siendo este consumo mayor en las Centrífugas que en los Filtros Banda. Los sistemas de secado naturales, si la alimentación de lodos puede hacerse por gravedad, no presentan consumo energético alguno.

- **Destino final de los lodos deshidratados:** el destino final que se le vaya a dar a los lodos secos también influye en la selección del tratamiento a implantar. Así, si se piensa emplear los lodos secos en agricultura, debe limitarse el empleo de reactivos como la cal o las sales de aluminio, mientras que si se destinan a compostaje, su grado de sequedad no es un factor tan determinante.

- **Calidad de los lixiviados:** los lixiviados que se generan en todos los sistemas de secado de lodos deben retornarse a cabecera de la PTAR para su tratamiento. Las cargas orgánicas de estos lixiviados (DBO_5) suponen el 1-3% de la carga orgánica que entra la PTAR, y el 15-25% de la carga de nutrientes *(Chamorro, 2018)*. Cuanta más calidad presenten los lixiviados (menor presencia de SST), menor será la sequedad que se logre en los lodos y se precisará la adición de mayores cantidades de reactivos acondicionantes. Por el contrario, una mayor presencia de SST suele alcanzarse con menores dosis de reactivos y lixiviados de peor calidad. De los tratamientos analizados para el secado de lodos, los lixiviados procedentes de los Humedales Artificiales son los que presentan niveles más bajos de contaminación.

- **Impactos ambientales:** la generación de ruidos es mucho más notable en los equipos mecánicos de secado de lodos.

En resumen, puede decirse que los sistemas de secado mecánico tienen su principal campo de aplicación en el contexto boliviano en las poblaciones de tamaño grande (a partir de los 20.000 habitantes), mientras que en poblaciones menores, siempre que se disponga de espacio, y las condiciones climatológicas sean las adecuadas, se aconseja la construcción de sistemas naturales de secado.

11.3 Líneas de tratamiento de lodos propuestas para los dimensionamientos básicos

Es importante señalar que las líneas de tratamiento definidas en el Capítulo 7 tenían el objetivo de poder comparar los distintos tratamientos que se exponían en ese capítulo. En cambio, las líneas definidas para el tratamiento de lodos no tienen como objetivo comparar los distintos tratamientos de lodos expuestos en este capítulo, sino complementar las líneas desarrolladas en el Capítulo 7, con los tratamientos de lodos que se han considerado más adecuados para cada caso.

Como se ha indicado inicialmente, una Línea de Tratamiento de Lodos suele contar con las etapas de: espesamiento, estabilización y secado.

De acuerdo con la Tabla 11.1, la mayoría de las líneas de tratamiento propuestas generan lodos suficientemente concentrados para poder enviarlos directamente a deshidratación (con porcentajes de materia seca por encima del 3%), salvo en el caso de las Aireaciones Extendidas en las que este porcentaje es de tan solo el 1%. Para reducir los grandes requerimientos de superficie de los Lecho de secado en las PTAR de mayor tamaño, se propone que por encima de los 20.000 habitantes servidos, las Aireaciones Extendidas cuenten con una etapa de espesamiento de lodos.

En lo referente a la estabilización, la normativa boliviana en materia de lodos exige la estabilización de estos subproductos. Tal y como se expuso con anterioridad (Tabla 11.2), en todas las líneas de tratamiento propuestas se generan lodos estabilizados, salvo en el caso de los Filtros Percoladores y de los Contactores Biológicos Rotativos (CBR) para poblaciones mayores a 20.000 habitantes en Altiplano. En el caso de los Valles y Llanos, en los que la temperatura es la adecuada para implantar RAFA, se ha considerado implantar esta tecnología en cabecera, precisamente para poder estabilizar los lodos del sedimentador secundario al recircularlos a estos reactores. En el caso del Altiplano, donde las temperaturas hacen inviable la construcción de RAFA, se ha considerado el empleo de Lagunas Anaerobias para estabilizar los lodos generados en los sedimentadores, tanto primarios, como secundarios.

Por último, dada la variedad de tratamientos de secado de lodos existentes, y al objeto de simplificar, para las estimaciones de superficie y de costos se ha optado por emplear la deshidratación mediante Lechos de Secado, por ser la solución generalmente adoptada en Bolivia en la actualidad.

Para facilitar la comprensión de los siguientes subapartados (estimación de los requisitos de superficie y de los costos de construcción), se ha confeccionado la Tabla 11.14, que resumen, para las diferentes líneas de tratamiento, rangos de población servida y zonas ecológicas, las correspondientes líneas de aguas y lodos.

Tabla 11.14. Tabla resumen de las líneas de tratamiento y de sus Líneas de Agua y Lodos.

Línea de tratamiento	Rango (habitantes)	Zona ecológica	Línea de Agua	Línea de Lodos
Línea 1	1.000 – 2.000	V y LL	TI + FAFA + LAG FAC	LS
Línea 2	1.000 – 50.000	V y LL	RAFA + LAG FAC	LS
Línea 3	1.000 – 50.000	A, V y LL	LAG ANA + LAG FAC	LS
Línea 4	1.000 – 5.000	A, V y LL	TI + HUM (Horiz. O Vert.)	LS
Línea 5	1.000 – 5.000	A, V y LL	LOMB	-
Línea 6.1	1.000 – 20.000	A	TI + FP	LS
Línea 6.2	20.001 – 50.000	A	SED PRIM + FP	DIGESTIÓN A Tª AMBIENTE + LS
Línea 6.3	1.000 – 50.000	V y LL	RAFA + FP	LS
Línea 7.1	1.000 – 20.000	A	TI + CBR	LS
Línea 7.2	20.001 – 50.000	A	SED PRIM + CBR	DIGESTIÓN A Tª AMBIENTE + LS
Línea 7.3	1.000 – 50.000	V y LL	RAFA + CBR	LS
Línea 8.1	1.000 – 20.000	A, V y LL	AE	LS
Línea 8.2	20.001 – 50.000	A, V y LL	AE	ESP GRAV + LS

A: Altiplano; V: Valles; LL: Llanos
TI: Tanque Imhoff; FAFA: Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente; LAG FAC: Lagunas Facultativas: RAFA: Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente; HUM: Humedales Artificiales de flujo subsuperficial; LOMB: Lombrifiltro; FP: Filtro Percolador; SED PRIM: Sedimentador Primario; CBR: Contactor Biológico Rotativo; AE: Aireación Extendida; LS: Lechos de Secado; ESP GRAV: Espesador por gravedad.
En el caso de los Lombrifiltros, no es necesario desarrollar una línea de lodos, dado que en esta tecnología no se genera este subproducto.

Estimación de la superficie necesaria para la construcción del Tratamiento de Lodos

De acuerdo con las producciones y características de los lodos generados en las diferentes Líneas de Tratamiento (Tabla 11.1), con las recomendaciones establecidas en este capítulo para el dimensionamiento de los Tratamientos de Lodos y adoptando las siguientes premisas:

- Como se ha comentado, en el caso de los Filtros Percoladores y de los Contactores Biológicos Rotativos implantados en el Altiplano y para poblaciones por encima de 20.000 habitantes, los lodos en exceso se estabilizan en digestores a temperatura ambiente. Al ser muy grandes los volúmenes útiles calculados se ha optado por utilizar Lagunas Anaerobias como digestores. Los TRH considerados para el diseño de estas lagunas han sido de 90 días.

- En el caso de las Aireaciones Extendidas se implantan espesadores por gravedad por encima de los 20.000 habitantes, para reducir la superficie necesaria de Lechos de Secado. Estos espesadores se dimensionan con cargas de sólidos de 25 kg/m^2/d.

- Para el dimensionamiento de los Lechos de Secado se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

  - La producción de lodos en cada línea de tratamiento, de acuerdo con la Tabla 11.1

  - El porcentaje de materia seca en los lodos deshidratados.

  - En Valles y Llanos, por encima de los 20.000 habitantes servidos, se considera el techado de los Lechos de Secado, para evitar los efectos negativos de la pluviometría.

  - No se ha considerado el coeficiente de mayoración debido a la lluvia en los casos en los que no se ha considerado el techado de los Lechos de Secado, por no tener la certeza de la influencia de la lluvia en los periodos de secado.

  - Para el cálculo de los tiempos de los ciclos de secado se ha considerado:

    - Un tiempo de descarga de los lodos a deshidratar despreciable.

    - Un tiempo de secado de los lodos de 15 días, común para todas las zonas ecológicas.

    - Un tiempo de retirada de los lodos deshidratados de 2 días.

  - El espesor considerado de la capa de lodos a deshidratar ha sido 0,25 m en todas las líneas de tratamiento, salvo en:

    - Las Lagunas de Estabilización, donde se ha considerado un espesor mayor (0,5 m) porque la baja frecuencia de retirada de los lodos (cada cinco años) hace que el espesor deje de ser un factor limitante. Se ha considerado en el dimensionamiento de los Lechos

de Secado para esta línea que la retirada de lodos se realizará en cinco ocasiones durante el quinto año de operación.

- El caso de los Filtros Percoladores y de los Contactores Biológicos Rotativos implantados en el Altiplano por encima de 20.000 habitantes, donde se ha considerado un espesor de 0,3 m debido a que los que los lodos a deshidratar, provenientes de digestión, se encuentran razonablemente diluidos (3%).

- La Aireación Extendida, en la que en los casos en los que no se considera el espesamiento de lodos previo a la deshidratación (<20.000 habitantes), se ha adoptado un espesor de 0,375 m por tratarse de lodos muy diluidos (1%).

- La frecuencia de retirada de lodos considerada ha sido de 2 meses y seis los ciclos anuales en todos los tratamientos salvo en:

  - La línea Tanque Imhoff + FAFA + Laguna Facultativa en la que se han considerado, a efectos de definición de frecuencias de retirada de lodos y el número de ciclos en los cálculos realizados, únicamente los lodos generados en Tanque Imhoff, por ser claramente los mayoritarios.

  - Las Lagunas de Estabilización, donde se ha considerado una retirada de lodos deshidratados cada 5 años y cinco ciclos al año en el año de extracción de los lodos.

  - El caso de los Filtros Percoladores y de los Contactores Biológicos Rotativos implantados en poblaciones del Altiplano por encima de 20.000 habitantes, donde se ha considerado la retirada cada tres meses y cuatro ciclos al año.

  - La Aireación Extendida, donde se ha considerado la extracción diaria de los lodos y 20 ciclos anuales.

- Se ha considerado que en las Lagunas Facultativas no se generan lodos.

Tenidas en cuenta todas consideraciones, las cargas de sólidos resultantes se recogen en la Tabla 11.15.

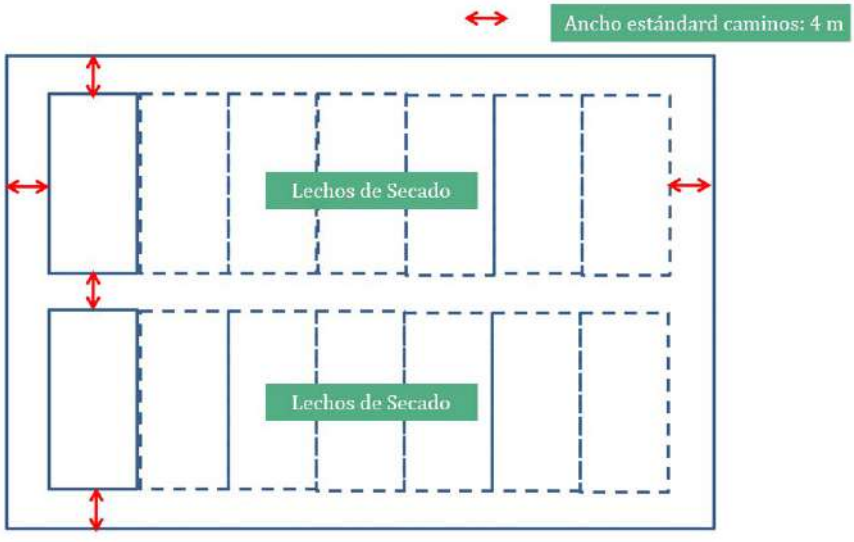
Tabla 11.15. Cargas de sólidos empleadas para el dimensionamiento de los Lechos de Secado en las diferentes líneas de tratamiento.

Línea de tratamiento	Carga de sólidos(kg m.s./ m²/año)	Línea de Tratamiento	Carga de sólidos(kg m.s./ m²/año)
Línea 1	75	Línea 6.3	75
Línea 2	75	Línea 7.1	75
Línea 3	200[1]	Línea 7.2	145[2]
Líneas 4.1 y 4.2	75	Línea 7.3	75
Línea 6.1	75	Línea 8.1	80
Línea 6.2	145	Línea 8.2	150

[1]Se consideran cinco extracciones a lo largo del año en el que se proceda a la extracción de lodos de las lagunas.
[2]Se consideran cuatro extracciones a lo largo del año en el que se proceda a la extracción de lodos de las lagunas.

- Para facilitar su operación y mantenimiento, se ha limitado la superficie unitaria de los Lechos de Secado a 200 m².
- La relación largo/ancho de los Lechos de Secado es de 2.
- Los Lechos de Secado de se agrupan en conjuntos de 7 unidades como máximo, compartiendo las unidades interiores sus lados de mayor longitud. Estos conjuntos de lechos se disponen de acuerdo a la Figura 11.25.

Figura 11.25. Disposición esquemática de los Lechos de Secado



- Un camino de 4 m de ancho bordea cada conjunto de 7 unidades de Lechos de Secado y lo separa del siguiente conjunto. Con ello, se consigue que la distancia máxima de transporte para la remoción del lodo seco dentro de cada lecho sea como máximo de 10 metros, para facilitar su operación y mantenimiento (de acuerdo con la norma brasileña ABNT 1989).

Con todas estas consideraciones se ha procedido a estimar los requisitos de superficie necesaria por habitante servido para los Tratamientos de Lodos en las diferentes líneas de tratamiento. Estas estimaciones se presentan en las Tablas 11.16 y 11.17.

Tabla 11.16. Estimación de los requisitos de superficie para la construcción del Tratamiento de los Lodos que se generan en las distintas líneas de tratamiento en el Altiplano.

ALTIPLANO	Requisitos de superficie (m^2/habitante)					
Línea de tratamiento	1.000 habitantes	2.000 Habitantes	5.000 habitantes	10.000 habitantes	25.000 habitantes	50.000 habitantes
Línea 3	0,11	0,12	0,12	0,16	0,17	0,19
Líneas 4.1 y 4.2	0,11	0,12	0,13	-	-	-
Línea 6.1	0,17	0,21	0,22	0,24	-	-
Línea 6.2	-	-	-	-	0,19	0,23
Línea 7.1	0,17	0,21	0,22	0,24	-	-
Línea 7.2	-	-	-	-	0,19	0,23
Línea 8.1	0,17	0,21	0,22	0,24	-	-
Línea 8.2	-	-	-	-	0,15	0,15

Tabla 11.17. Estimación de los requisitos de superficie para la construcción del Tratamiento de los Lodos que se generan en las distintas líneas de tratamiento en Valles y Llanos.

VALLES Y LLANOS	Requisitos de superficie (m^2/habitante)					
Línea de tratamiento	1.000 habitantes	2.000 habitantes	5.000 habitantes	10.000 habitantes	25.000 habitantes	50.000 habitantes
Línea 1	0,19	0,22	-	-	-	-
Línea 2	0,09	0,09	0,09	0,09	0,12	0,14
Línea 3	0,14	0,15	0,16	0,18	0,17	0,21
Líneas 4.1 y 4.2	0,14	0,15	0,16	-	-	-
Línea 6.3	0,11	0,11	0,11	0,12	0,15	0,15
Línea 7.3	0,11	0,11	0,11	0,12	0,15	0,15
Línea 8.1	0,23	0,26	0,26	0,29	-	-
Línea 8.2	-	-	-	-	0,16	0,17

Estimación de los costos de construcción del Tratamiento de Lodos

De acuerdo con las producciones y características de los lodos generados en las diferentes líneas de tratamiento (Tabla 11.1), con las recomendaciones establecidas en este capítulo para el dimensionamiento de los Tratamientos de Lodos y con las premisas adoptadas en el apartado anterior, se ha procedido a estimar los costos de construcción para el Tratamiento de Lodos que se generan en las líneas de tratamiento recogidas en la Tabla 11.14. Estas estimaciones se muestran en las Tablas 11.18 y 11.19.

Tabla 11.18. Estimación de los costos para la construcción del Tratamiento de los Lodos que se generan en las distintas líneas de tratamiento en el Altiplano.

ALTIPLANO	Costos de construcción (Bs/habitante)					
Línea de tratamiento	1.000 habitantes	2.000 habitantes	5.000 habitantes	10.000 habitantes	25.000 habitantes	50.000 habitantes
Línea 3	220,87	218,79	209,91	236,07	240,89	269,48
Línea 4	255,05	247,39	237,07	-	-	-
Línea 6.1	336,01	365,48	366,07	408,31	-	-
Línea 6.2	-	-	-	-	257,27	276,89
Línea 7.1	336,01	365,48	366,07	408,31	-	-
Línea 7.2	-	-	-	-	257,27	276,89
Línea 8.1	333,06	361,10	362,04	403,33	-	-
Línea 8.2	-	-	-	-	251,37	268,11

Tabla 11.19 Estimación de los costos para la construcción del Tratamiento de los Lodos que se generan en las distintas líneas de tratamiento en Valles y Llanos.

VALLES Y LLANOS	Costos de construcción (Bs/habitante)					
Línea de tratamiento	1.000 habitantes	2.000 habitantes	5.000 habitantes	10.000 habitantes	25.000 habitantes	50.000 habitantes
Línea 1	362,73	375,28	-	-	-	-
Línea 2	190,36	176,71	157,42	152,55	191,38	213,16
Línea 3	280,27	270,75	258,53	259,60	265,97	295,56
Línea 4	321,09	303,71	294,47	-	-	-
Línea 6.3	220,69	208,18	187,40	188,79	228,56	252,47
Línea 7.3	220,69	208,18	187,40	188,79	228,56	252,47
Línea 8.1	429,17	449,55	429,50	451,15		
Línea 8.2	-	-	-	-	275,38	293,89

Costos de operación y mantenimiento

Los costos de operación y mantenimiento del tratamiento de los lodos en exceso que se generan en las distintas líneas de tratamiento de aguas residuales, al tratarse básicamente de costos de personal, se consideran ya incluidos en los costos de operación y mantenimiento que se han estimado en el Capítulo 7, para cada una de estas líneas.

En el caso de las Aireaciones Extendidas, dado el elevado número de Lechos de Secado que se precisa para la deshidratación de los lodos generados en las PTAR que dan servicio a 50.000 habitantes, sí se ha estimado oportuno incrementar el número de operadores en una unidad (ver Capítulo 12).

Referencias Bibliográficas

Beardsley, J, (1976). Sludge Drying Beds Are Practical. Water and Sewage Works (Vol. 1)

CNM (Comisión Nacional del Agua de México) (2006). Guía para el manejo, tratamiento y disposición de lodos residuales de plantas de tratamiento municipales. ISBN: 978-968-817-880-5.

CONAGUA. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales (32): Tratamiento y Disposición de Lodos.

Chamorro, J. (2018). Deshidratación de fangos en estaciones de aguas residuales (EDAR). XXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, 19-30 noviembre 2018.

De Maeseneer, J. (1997). Constructed wetland for sludge dewatering. Water Science and Technology, 35 (5).

Janett, J., Santryl. (1969). Characteristics of Sludge Drying. Journal of the Sanitary Engineering Division ASCE. SA 5.

MARM (2010). Manual para la implantación de sistemas de de depuración en pequeñas poblaciones. ISBN: 978-84-491-1071-9.

MARN (2016). 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.

Metcalf&Eddy (1998). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. ISBN: 84-481-1607-0. MacGraw-Hill.

Metcalf&Eddy (2013). Wastewater Engineering: Treatment and Reuse. 5th Edition. McGraw-Hill Inc. ISBN: 978-1-259-25093-4.

Mijaylova Nacheva, P. (1999). Curso Teórico Práctico para el Tratamiento de Lodos Residuales. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Coordinación de Tratamiento y Calidad del Agua, México.

NB 570 (1990). Projeto de estações de tratamento de esgotos. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Nielsen, S. (2003). Sludge treatment in wetland systems. In: Dias, V., Vymazal, J. (Ed.), Proceedings of Conference: The Use of Aquatic Macrophytes for Wastewater Treatment in Constructed Wetlands (IWA). 8–10 May, Lisbon, Portugal.

Shink, B., Stams, A. (2001). Syntrophism among prokariotes. The Procaryotes: An Evolving Electronic Resource for the Microbiological Community. M. Dworkin *et al.*eds, 3rd edition release 3.7, Springer-Verlag, New York.

Sobrados, L. (2018ª). Sistemas de espesamiento. XXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, 19-30 noviembre 2018.

Sobrados, L. (2018b). Estabilización de fangos. XXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, 19-30 noviembre 2018.

Tayler, K. (2018). Faecal Sludge and Septage Treatment: A guide for low and middle income countries. Rugby, UK Practical Action Publishing.

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 (1985). Design Manual, Dewatering Municipal Wastewater Sludges. EPA/625/1-87/014). Cincinnati, OH, US: Center for Environmental Research Information.

WEF, WERF, USEPA (2012). Solids Process Design and Management. US: Mc-Graw-Hill. ISBN: 978-0-07-178095-7.

Capítulo 12

Criterios de selección de las líneas de tratamiento

Capítulo 12

Criterios de selección de las líneas de tratamiento

Uno de los objetivos básicos que se persigue con la elaboración de la presente guía, es el de proporcionar una herramienta de apoyo a la toma de decisión de los técnicos y planificadores, de manera que puedan establecer para cada situación concreta de depuración, el tratamiento más adecuado para las aguas residuales generadas. Entendiendo por tratamiento más adecuado, aquél que, además de ser el óptimo desde el punto de vista técnico, económico, social y ambiental, asegure el funcionamiento eficaz de la instalación durante toda su vida útil.

En el ámbito de la medicina y la salud, las claves para curar con éxito una enfermedad radican tanto en realizar un diagnóstico acertado de la/las patologías que afectan al enfermo, como en aplicar el tratamiento más eficaz y adecuado para cada paciente.

En el campo del tratamiento de las aguas residuales existe un cierto paralelismo con lo anterior, en tanto que conseguir exitosamente ese tratamiento adecuado con robustez y garantía, depende tanto de disponer de un buen diagnóstico previo (en el que se determinen adecuadamente el problema a resolver y el contexto de necesidades técnicas, ambientales, administrativas, socioeconómicas, etc., en el que ha de resolverse), como de seleccionar la tecnología que resulte más apropiada.

Las infraestructuras de saneamiento y tratamiento no son un fin en sí mismas, sino que son un medio necesario para conseguir el verdadero fin perseguido: *prestar un servicio público sostenible y de calidad, asegurando que el vertido de las aguas tratadas no presenta riesgos para la salud y el medioambiente.*

Por tanto, resulta de vital importancia tanto disponer de un amplio conocimiento técnico de las diferentes tecnologías existentes para el tratamiento de las aguas residuales y de sus configuraciones, ventajas, inconvenientes y posibles limitaciones; como contar con un conocimiento en profundidad del contexto y de los datos básicos de los que se debe partir para realizar el diseño de la PTAR. En resumen, se deben conocer en profundidad el problema y las diferentes soluciones que pueden aplicarse, para seleccionar aquella que mejor se adapte a cada situación específica.

En los capítulos anteriores se han venido detallando: los condicionantes del desarrollo del tratamiento de las aguas residuales en el ámbito boliviano (Capítulo 2); las características de las aguas residuales urbanas, sus contaminantes principales y los conceptos básicos para su depuración (Capítulo 3); así como la información básica a recabar para la redacción de un proyecto de PTAR (Capítulo 4).

Adicionalmente, en el Capítulo 7 se han desarrollado los fundamentos, configuraciones básicas, rendimientos, métodos de dimensionamiento, aspectos constructivos, requisitos de superficie y costos de construcción y de operación y mantenimiento, para las diferentes líneas de tratamiento consideradas.

Tomando como base de partida toda esta información, en el presente capítulo se describen aquellos factores y criterios que han de tenerse en cuenta en el proceso de selección de la línea de tratamiento más adecuada en cada caso, así como el proceso metodológico adoptado para la toma de decisión.

La selección de la línea de tratamiento más adecuada resulta determinante para solucionar con éxito la depuración de las aguas residuales generadas en una comunidad. De hecho, la experiencia demuestra que buena parte de los errores, o fallos de construcción y/o de funcionamiento de las PTAR, se podrían evitar en la fase de preparación y formulación del proyecto. Por tanto, la selección de la solución tecnológica más adecuada en cada contexto y circunstancia, no sólo va a permitir el tratamiento adecuado de las aguas residuales antes de su vertido, sino que también permitirá minimizar el riesgo de disfuncionalidades y de problemas operativos a lo largo de la vida útil de la instalación de tratamiento.

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. Así, 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 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 concreto, en función de las condiciones locales, no siempre tiene que ser única, pudiendo encontrarse varias líneas de tratamiento válidas para un mismo problema.

En esta guía se ha optado por una metodología sencilla flexible y eminentemente práctica, basada en el conocimiento de los tratamientos y de las condiciones locales, para la evaluación y selección de alternativas, a través de la identificación de criterios y de la evaluación de los mismos en matrices multicriterio.

A continuación, se describen los elementos que constituyen un problema de decisión, para posteriormente describir la metodología multicriterio aplicada a la selección de tratamientos de las aguas residuales urbanas.

12.1 Elementos de los problemas de decisión

Los elementos que constituyen un problema de decisión son los siguientes *(Belén y Romana, 2016)*:

- ***Alternativas:*** las alternativas constituyen los diferentes enfoques para la resolución del problema. En el caso de los problemas de decisión multicriterio, las alternativas se definen como el conjunto de soluciones, estrategias, acciones, decisiones, etc., posibles, que hay que analizar durante el proceso de resolución del problema de decisión que se considere. La descripción de cada alternativa debe mostrar, de manera clara, como resuelve el problema definido y en qué difiere de las otras alternativas.

  El conjunto de alternativas se designa por $A = \{A_1, A_2, ..., A_m\}$, donde A_i (i= 1,2, ..., m) son cada una de las alternativas posibles.

- ***Criterios de decisión:*** los criterios de decisión $C = \{C_1, C_2, ..., C_n\}$, se pueden definir como las condiciones o parámetros que permiten discriminar alternativas y establecer preferencias del decisor. Son elementos de re-

ferencia, en base a los cuales se realiza la decisión. En la mayoría de los problemas de decisión multicriterio resulta complicado establecer estos criterios, no obstante, su determinación resulta ser un paso esencial en el proceso y deben cumplir una serie de requisitos para ser adecuados.

- ***Pesos:*** los pesos o ponderaciones son las medidas de la importancia relativa que los criterios de selección tienen para el decisor en un caso concreto. Asociado con los criterios, se asigna un vector de pesos $[P] = [P_1, P_2, ..., P_n]$, siendo n el número de criterios. El peso P_i refleja la importancia relativa del criterio C_i en la decisión. En los problemas de decisión multicriterio es muy frecuente que los criterios tengan distinta relevancia para el decisor, aunque esto no significa que los criterios menos importantes no deban ser considerados.

  En la bibliografía existen diferentes formas de asignar los pesos, siendo uno de los más habituales el método de asignación directa, en el que el decisor asigna directamente valores a los pesos. Esta asignación puede llevarse a cabo de formas diferentes: por ordenación simple, por tasación simple, o por comparaciones sucesivas. El método de tasación simple, que es de los más empleados, consiste en que el decisor da una valoración de cada peso en una cierta escala (de 0 a 5, de 0 a 10, etc.). Una vez obtenidas las valoraciones, estas se normalizan dividiendo cada valor por la suma de todos los pesos.

- ***Matriz de valoración o de decisión:*** una vez establecidos los criterios de decisión y sus pesos asociados, el decisor es capaz de dar, para cada uno de los criterios considerados y para cada alternativa, un valor numérico a_{ij}, que expresa una valoración, o juicio, de la alternativa A_i frente al criterio C_j. Esta evaluación se puede representar en forma de matriz de decisión, en la que cada fila expresa cualidades de la alternativa A_i respecto de los "n" criterios considerados. Cada columna de la matriz recoge las valoraciones emitidas por el por el decisor de todas las alternativas respecto al criterio C_i (Tabla 12.1).

Tabla 12.1. Matriz de decisión.

		CRITERIOS Y PESOS ASOCIADOS					
		C_1	C_2	...	C_j	...	C_n
		P_1	P_2	...	P_j	...	P_n
ALTERNATIVAS	A_1	a_{11}	a_{12}	...	a_{1j}	...	a_{1n}
	A_2	a_{21}	a_{22}	...	a_{2j}	...	a_{2n}
	...	...	...	...	...	...	...
	A_i	a_{i1}	a_{i2}	...	a_{ij}	...	a_{2n}
	...						
	A_m	a_{m1}	a_{m2}	...	a_{mj}	...	a_{mn}

Tradicionalmente, el proceso de toma de decisión se ha basado en la selección de la alternativa más adecuada en base a la experiencia, conocimiento y opinión subjetiva del decisor. Los métodos de decisión multicriterio constituyen una útil herramienta, que sistematiza el razonamiento seguido para la selección del tratamiento más adecuado y, que al hacerlo categorizando y ponderando los criterios seleccionados, reduce la subjetividad del proceso, mediante la creación de una serie de criterios de selección, que facilitan la elección entre alternativas, ayudando a justificar las decisiones en base a la evaluación de estos criterios del modo más objetivo posible. Este tipo de metodología ayuda a analizar el problema, al descomponer el análisis en tantos criterios como se hayan seleccionado, habiendo asignado previamente una importancia relativa a cada uno de ellos.

Los métodos de decisión multicriterio constituyen una herramienta sencilla y flexible, muy adaptable a contextos de decisión, en los que un número reducido de alternativas o elecciones posibles deben evaluarse en base a determinados criterios, como es el caso de la selección de la línea de tratamiento más apropiada para la depuración de las aguas residuales de una comunidad.

El éxito en la aplicación de esta metodología para la toma de decisión radica, no tanto en el conocimiento de la misma, sino en la capacidad del técnico/planificador para establecer adecuadamente los criterios de valoración, así como su ponderación y la valoración de las distintas alternativas, frente a cada criterio de selección y para cada situación concreta.

12.2 Metodología multicriterio aplicada a la selección de tratamientos de las aguas residuales

Los métodos de decisión multicriterio resultan especialmente apropiados como herramienta para la toma de decisión en el proceso de selección del tratamiento más adecuado para la construcción de una PTAR en un contexto concreto.

Con frecuencia, un mismo problema de depuración se puede abordar con soluciones técnicas diferentes, por tanto, la selección del tratamiento más adecuado sólo se consigue si se consideran todas las soluciones posibles y se evalúan todos los criterios que pueden afectar a dicha selección, ponderando de forma apropiada la importancia relativa de los mismos en cada proyecto *(MARM, 2010)*.

Para llegar a una solución adecuada es preciso tener en cuenta que, aunque se utilice un método multicriterio de apoyo que nos garantice una mayor objetividad, es imposible eliminar totalmente la componente subjetiva del proyectista.

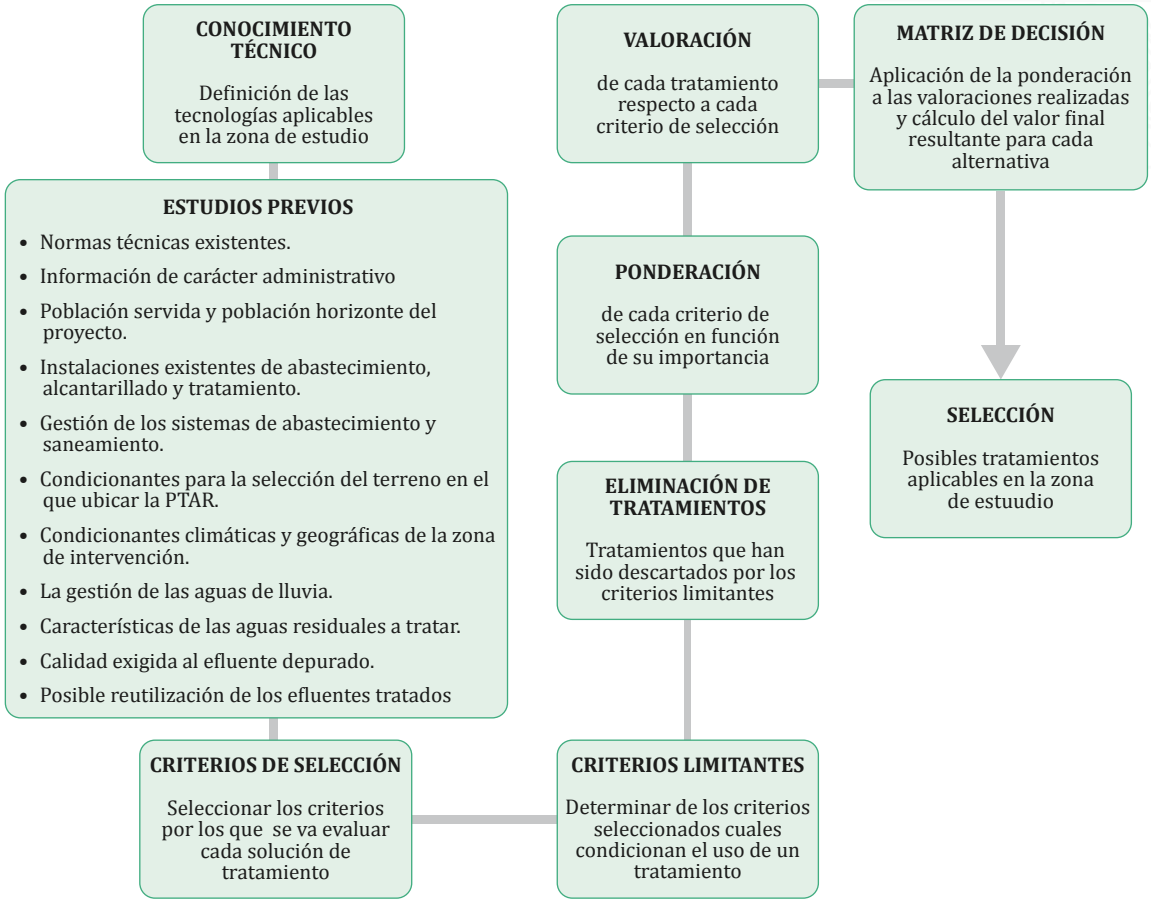
Para poder evaluar con rigor será necesario un conocimiento exhaustivo del contexto, que permita identificar adecuadamente todos los criterios y ponderar su influencia, así como con un buen conocimiento de las posibles líneas de tratamiento. Por ello, tanto el conocimiento en profundidad del contexto y los diferentes factores que se determinan en el diagnóstico previo, como el de las tecnologías, resultan imprescindibles, ya que permitirán un mayor rigor y objetividad y la toma de decisión más adecuada.

En el Capítulo 4 de la presente guía ya se han analizado, con detalle, los factores que precisan ser conocidos previamente en profundidad, para garantizar que las instalaciones de depuración a implementar se adecúen convenientemente a las condiciones reales del entorno y a las características de las aguas a tratar, y que constituyen el paso previo, e imprescindible, para la correcta selección del tratamiento más adecuado. En relación con estos tratamientos, el Capítulo 7 describe sus fundamentos y diagramas de flujo básicos, recoge sus métodos de dimensionamiento, analiza sus características, presenta los resultados de los dimensionamientos básicos que permiten la estimación de sus requisitos de superficie y de sus costos de implementación y de operación y mantenimiento y, finalmente, especifica sus características constructivas y sus labores de operación y mantenimiento.

De acuerdo con lo anterior, en este apartado se muestra cómo deben aplicarse todos estos conocimientos para poder tomar las decisiones en base a una metodología de decisión multicriterio, que favorezca la selección objetiva y eficaz del tratamiento más adecuado en un contexto determinado.

La Figura 12.1 muestra un diagrama con la metodología de decisión propuesta y, a continuación, se establecen y definen los elementos que componen el sistema de decisión.

Figura 12.1. Diagrama de la metodología de decisión propuesta *(MARN, 2016).*



Esta metodología pretende, fundamentalmente, establecer un instrumento que permita al personal técnico responsable ordenar el proceso de selección, aportando una fuerte componente de transparencia al mismo.

12.2.1 Conocimiento técnico

Las líneas de tratamiento seleccionadas se muestran en la Tabla 12.2, junto con la forma por la que se las denominará en el resto de este capítulo.

Tabla 12.2. Líneas de tratamiento y sus abreviaturas.

Línea de tratamiento	Abreviatura
Pretratamiento + Tanques Imhoff + Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente + Lagunas Facultativas	Línea 1
Pretratamiento + Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente + Lagunas Facultativas	Línea 2
Pretratamiento + Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas	Línea 3
Pretratamiento + Tanques Imhoff + Humedales Artificiales de Flujo Superficial Horizontal	Línea 4.1
Pretratamiento + Tanques Imhoff + Humedales Artificiales de Flujo Superficial Vertical	Línea 4.2
Pretratamiento + Lombrifiltros	Línea 5
Pretratamiento + Tanques Imhoff + Filtros Percoladores + Sedimentadores Secundarios	Línea 6.1
Pretratamiento + Sedimentadores Primarios + Filtros Percoladores + Sedimentadores Secundarios	Línea 6.2
Pretratamiento + Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente + Filtros Percoladores + Sedimentadores Secundarios	Línea 6.3
Pretratamiento + Tanques Imhoff + Contactores Biológicos Rotativos + Sedimentadores Secundarios	Línea 7.1
Pretratamiento + Sedimentadores Primarios + Contactores Biológicos Rotativos + Sedimentadores Secundarios	Línea 7.2
Pretratamiento + Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente + Contactores Biológicos Rotativos + Sedimentadores Secundarios	Línea 7.3
Pretratamiento + Aireaciones Extendidas + Sedimentadores Secundarios	Línea 8.1
Pretratamiento + Aireaciones Extendidas + Sedimentadores Secundarios + Espesadores de Lodos por Gravedad	Línea 8.2

En los Capítulos 7 y 11 puede encontrase una descripción más detallada de todas estas líneas de tratamiento, junto con sus rangos de población aconsejados.

En cada caso concreto, se seleccionarán inicialmente aquellas líneas de tratamiento que, *"a priori"*, pudiesen ser de aplicación para la resolución del problema planteado.

12.2.2 Estudios previos

La selección y el diseño de las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) vienen condicionados por una serie de factores, que precisan ser conocidos previamente en profundidad, para garantizar que las instalaciones a implementar se adecúan convenientemente a las condiciones reales del entorno y a las características de las aguas a tratar. Estos factores se muestran en la Figura 12.1 (Estudios previos) y se analizan pormenorizadamente en el Capítulo 4 de la presente guía.

12.2.3 Criterios de selección

Los criterios de selección deben recoger aquellos aspectos que condicionan el tratamiento de las aguas residuales, en el caso objeto de estudio, y que afectan en mayor medida a la toma de decisiones, y se pueden agrupar en ocho grandes grupos:

1. Eficacia de remoción
2. Terrenos disponibles
3. Aceptación social
4. Características medioambientales
5. Impactos medioambientales
6. Generación de lodos
7. Operación y mantenimiento
8. Costos de construcción y de operación y mantenimiento

Estos grupos de criterios son los típicos, pero es importante indicar que la lista no es exhaustiva. En función del contexto concreto se podrán incluir criterios adicionales, o eliminar algunos de los que se recogen en el listado. Además, estos criterios variarán de una situación a otra, así como también su importancia relativa. Se analizan a continuación estos grupos de criterios.

12.2.3.1 Eficacia de remoción

En este grupo de criterios de selección se analizan:

- La calidad exigida a los efluentes tratados.
- La adaptación de la línea de tratamiento al tipo de contaminación de las aguas residuales a tratar.
- El nivel de concentración de materia orgánica en las aguas residuales a tratar.
- La tolerancia de la línea de tratamiento para hacer frente a las variaciones de caudal y carga que experimentan las aguas residuales a tratar, para poder seguir cumpliendo en todo momento con las exigencias de la normativa de vertidos.

En lo referente a la ***calidad exigida a los efluentes tratados***, esta constituye un criterio de selección limitante, pues tan sólo serán de aplicación aquellas líneas de tratamiento que cumplan con los requisitos de vertido exigidos en cada situación concreta. Así, en el caso de que por las características del medio receptor se exigiese la eliminación de nutrientes en las aguas tratadas, se limitaría el estudio a las tecnologías capaces de alcanzar los rendimientos de eliminación requeridos para estos contaminantes.

La Tabla 12.3 muestra los porcentajes de eliminación de los diferentes contaminantes presentes en las aguas residuales urbanas, que se alcanzan con la aplicación de las diferentes líneas de tratamiento que se contemplan.

Tabla 12.3. Porcentajes de eliminación de contaminantes para las diferentes líneas de tratamiento.

Línea de tratamiento	SS (%)	DBO_5 (%)	DQO (%)	N_T (%)	P_T (%)	Coliformes fecales (u. log.)
Línea 1	70 - 80	75 - 85	70 - 80	10 - 25	10 - 15	2 - 3
Línea 2	70 - 80	80 - 90	75 - 85	10 - 25	10 - 15	2 - 3
Línea 3	70 - 80	75 - 85	70 - 80	20 - 30	10 - 15	2 - 3
Línea 4.1	90 - 95	90 - 95	80 - 90	20 - 35	20 - 35	1 - 2
Línea 4.2	90 - 95	90 - 95	80 - 90	20 - 35	20 - 35	1 - 2
Línea 5	85 - 95	85 - 95	80 - 90	15 - 20	10 - 30	1 - 2
Línea 6.1	85 - 95	85 - 90	80 - 85	20 - 35	20 - 30	1
Línea 6.2	85 - 95	85 - 90	80 - 85	20 - 35	20 - 30	1
Línea 6.3	85 - 95	85 - 90	80 - 85	20 - 35	10 - 20	1
Línea 7.1	85 - 95	85 - 90	80 - 85	20 - 35	20 - 30	1
Línea 7.2	85 - 95	85 - 90	80 - 85	20 - 35	20 - 30	1
Línea 7.3	85 - 95	85 - 90	80 - 85	20 - 35	10 - 20	1
Línea 8.1	85 - 95	85 - 95	80 - 90	80 - 85	20 - 30	1
Línea 8.2	85 - 95	85 - 95	80 - 90	80 - 85	20 - 30	1

Conocidas las características de las aguas residuales a tratar en el caso de estudio, la aplicación de estos porcentajes permite determinar que líneas de tratamiento cumplen o no con los requisitos exigidos de vertido.

En lo referente a la eliminación del amonio, en el Capítulo 7 se recogen las recomendaciones para el dimensionamiento de las Líneas 4, 5, 6 y 7, de forma que se alcance la nitrificación de las formas amoniacales y su posterior desnitrificación. En el caso de la Línea 8, esta se ha dimensionado para que se den reacciones de nitrificación/desnitrificación, con la consiguiente reducción de la concentración de nitrógeno total en las aguas tratadas.

En el caso de las líneas de tratamiento que finalizan en Lagunas Facultativas (Líneas 1, 2, 3 y 4), la eliminación del amonio transcurre principalmente por *stripping* de este contaminante a la atmósfera, jugando el pH un papel fundamental en este proceso. La eliminación por *stripping* del amonio comienza a ser factible a partir de valores de pH de 8. A pH 9,5 aproximadamente el 50% del amonio se encuentra en forma de NH_4^+ y el otro 50% en forma de NH_3, que escapa a la

atmósfera. Por encima de un valor del pH en las lagunas de 11, prácticamente todo el amonio se encuentra en forma de NH_3 *(von Sperling y Chernicharo, 2005).*

Los rangos de porcentajes de eliminación de los distintos contaminantes, que se muestran en la Tabla 12.3, son los correspondientes a los estudios básicos realizados en esta guía. Para un análisis de alternativas concreto, sería deseable calcular estos rendimientos para cada una de las líneas que se propongan, teniendo ya en cuenta las condiciones climatológicas del caso de estudio, así como el detalle del dimensionamiento propuesto de infraestructuras y los equipos de cada línea.

En cuanto a la adaptación de la línea de tratamiento al ***tipo de contaminación de las aguas residuales a tratar***, la presencia de aguas residuales de origen industrial, o de aguas pluviales debida a elevadas infiltraciones en las redes de alcantarillado, pueden afectar muy negativamente a los rendimientos que se alcanzan en las diferentes líneas de tratamiento propuestas. En el caso de las aguas residuales de origen industrial, la Tabla 12.4 recoge los valores límite de los elementos inhibidores para los procesos de depuración biológicos aerobios, tanto para la eliminación de la materia carbonada, como para la nitrificación.

Tabla 12.4. Valores límites de elementos inhibidores de los procesos biológicos.

	Concentraciones límite (mg/L)				
Contaminante	**Eliminación de materia orgánica carbonada**	**Nitrificación**	**Contaminante**	**Eliminación de materia orgánica carbonada**	**Nitrificación**
Aluminio	15 a 16	-	Hierro	1.000	-
Amoníaco	480	-	Plomo	0,1	0,5
Arsénico	0,1	-	Manganeso	10	-
Boro	0,05 a 100	-	Magnesio	1 a 10	50
Cadmio	10 a 100	-	Mercurio	0,1 a 5,0	0,25
Calcio	2.500	-	Níquel	0,1 a 2,5	0,25
Cromo hexavalente	1 a 10	0,25	Plata	5	-
Cromo trivalente	50	-	Sulfatos	-	500
Cobre	1,0	0,05 a 0,5	Zinc	0,08 a 1	0,08 a 0,5
Cianuro	0,1 a 5	0,34			

Las líneas de tratamiento basadas en procesos de biopelícula (Líneas 4, 5, 6 y 7) presentan una mejor tolerancia frente a la presencia de compuestos tóxicos en las aguas residuales a tratar, que los sistemas de biomasa en suspensión.

En lo referente al comportamiento de las líneas de tratamiento en función del ***nivel de concentración de materia orgánica de las aguas residuales***, de forma generalizada, las tecnologías de carácter extensivo se comportan mejor para el tratamiento de aguas residuales diluidas que las de carácter intensivo y, dentro de estas, las de biomasa adherida presentan un mejor comportamiento que las de biomasa en suspensión. En el caso de aguas cargadas, las tecnologías intensivas presentan un mejor comportamiento (Tabla 12.5).

Tabla 12.5. Comportamiento de las líneas de tratamiento en función del nivel de concentración de las aguas residuales a tratar.

Tipo de agua residual	Línea de tratamiento		
	Muy adecuada	Adecuada	Menos adecuada
Contaminación fuerte (500-700 mg/L de DBO_5)	Línea 8.1 / Línea 8.2 / Línea 2 / Línea 6.3 / Línea 7.3	Línea 4.2/ Línea 5 / Línea 1 / Línea 6.1 / Línea 6.2 / Línea 7.1 / Línea 7.2	Línea 3 / Línea 4.1
Contaminación media (300-500 mg/L de DBO_5)	Todos las líneas de tratamiento son adecuadas		
Contaminación débil (< 150 mg/L de DBO_5)	Línea 3 / Línea 4.1 / Línea 4.2 / Línea 5 / Línea 6.1 / Línea 6.2 / Línea 7.1 / Línea 7.2	Línea 1	Línea 8.1 / Línea 8.2 /Línea 2 / Línea 6.3 / Línea 7.3

Por último, en la referente a la tolerancia de las líneas de tratamiento para hacer frente a las ***variaciones de caudal y carga*** que experimentan las aguas residuales, existen líneas que toleran mejor que otras estas variaciones, tal y como se muestra en la Tabla 12.6.

Tabla 12.6. Tolerancia de las líneas de tratamiento a las variaciones de caudal y carga de las aguas a tratar.

	Respuesta a variaciones de caudal	Respuesta a variaciones de carga
Muy buena	Línea 3 / Línea 4.1	Línea 8.1 / Línea 8.2 / Línea 3 / Línea 2 / Línea 6.3 / Línea 7.3
Buena	Línea 4.2 / Línea 8.1 / Línea 8.2	Línea 6.1 / Línea 6.2 / Línea 1 / Línea 7.1. / Línea 7.2
Regular	Línea 6.1[1] / Línea 6.2[1] / Línea 1 / Línea 5 / Línea 7.1 / Línea 7.2 / Línea 2 / Línea 6.3[1] /Línea 7.3	Línea 4.1 / Línea 4.2 / Línea 5

[1]En caso de que los Filtros Percoladores cuenten con recirculación, presentan una mayor flexibilidad ante variaciones de caudal

La baja tolerancia de algunos de los tratamientos frente a las variaciones acusadas de caudal y carga de las aguas residuales a tratar, se puede atenuar notablemente mediante la construcción de tanques de homogeneización a la entrada de las PTAR.

Por otro lado, si la red de saneamiento separativa está bien diseñada, ejecutada y operada, las infiltraciones y conexiones erradas serán mínimas y las variaciones de caudal y cargas, se minimizarán.

En el caso de los tratamientos con baja tolerancia a las fuertes oscilaciones de caudal y carga de las aguas a tratar, en las situaciones en las que estas aguas lleguen por bombeo a las PTAR, es de suma importancia que este bombeo se encuentre correctamente modulado.

12.2.3.2 Terrenos disponibles

La selección del terreno en el que se construirá la futura PTAR constituye un aspecto de suma importancia, dado que una buena elección del terreno lleva aparejada una disminución de los costos de inversión y, especialmente, de los de operación. Influyendo en ello, tanto la superficie disponible de terreno, como sus características constructivas.

En lo referente a la ***superficie disponible***, esta puede constituir un factor limitante para la selección de una línea de tratamiento u otra, pues la escasa disponibilidad de terreno y/o su elevado costo, condicionan la factibilidad de la construcción de tecnologías de tratamiento de carácter extensivo.

Tomando como base las estimaciones de los requisitos de superficie de las líneas de tratamiento consideradas, para las distintas zonas ecológicas y rangos de población, obtenidas de los dimensionamientos básicos llevados a cabo en los Capítulos 7, 9 y 11, de la presente guía, se ha confeccionado la Tabla 12.7, que permite comparar las exigencias de superficie para la construcción de las diferentes líneas de tratamiento contempladas.

Si el apartado costos de construcción incluye el costo de los terrenos ocupados por la PTAR, no se recomienda incluir "superficie necesaria" como criterio de selección, dado que ya estaría considerándose en estos costos.

En lo referente a las ***características constructivas de los terrenos*** disponibles para la construcción de la PTAR, la topografía, la geotecnia y la profundidad del nivel freático, pueden llegar a ser criterios limitantes para la selección de una u otra línea de tratamiento. Si bien, las posibles deficiencias del terreno, en lo concerniente a sus características constructivas, en determinadas situaciones pueden tener solución incrementando los costos de construcción de la PTAR, en determinados casos estos incrementos de costos pueden ser tan elevados que invaliden la opción de algunas de las líneas de tratamiento.

Los tratamientos que exigen mayores movimientos de tierra (caso de las Lagunas de Estabilización), se ven penalizados en terrenos rocosos o difíciles de excavar. A aquellos que requieran mayores profundidades de excavación (Tanques Imhoff, Lagunas Anaerobias), les afectará el nivel freático de mayor manera, y los que precisen de desniveles mayores para poder realizar una operación por gravedad (Filtros Percoladores, Humedales Artificiales de Flujo Vertical), se verán beneficiados cuando la topografía así lo permita.

En ocasiones estos aspectos pueden llegar a ser limitantes, como en el caso de las Lagunas de Estabilización en terrenos de naturaleza rocosa y que presenten fuertes pendientes.

En cada estudio concreto, estos aspectos aparecerán integrados en los propios costos de construcción, o de operación y mantenimiento en el caso de los bombeos.

Tabla 12.7. Estimación de la superficie necesaria para las diferentes líneas de tratamiento consideradas.

			Habitantes					
Línea de tratamiento	Zona ecológica	Partidas	1.000 habitantes	2.000 habitantes	5.000 habitantes	10.000 habitantes	25.000 habitantes	50.000 habitantes
			Requisitos de superficie (m^2/habitante)					
Línea 1	Valles	Línea de agua	2,44	1,96	-	-	-	-
		Línea de lodos	0,19	0,22	-	-	-	-
		Desinfección	2,06	1,80	-	-	-	-
		Superficie total	**4,69**	**3,98**	-	-	-	-
	Llanos	Línea de agua	1,90	1,51	-	-	-	-
		Línea de lodos	0,19	0,22	-	-	-	-
		Desinfección	1,56	1,36	-	-	-	-
		Superficie total	**3,65**	**3,09**	-	-	-	-
Línea 2	Valles	Línea de agua	2,64	2,36	1,95	1,80	1,70	1,96
		Línea de lodos	0,09	0,09	0,09	0,09	0,12	0,14
		Desinfección	2,06	1,80	1,57	1,53	1,63	1,91
		Superficie total	**4,79**	**4,25**	**3,61**	**3,42**	**3,45**	**4,01**
	Llanos	Línea de agua	1,88	1,65	1,37	1,33	1,33	1,50
		Línea de lodos	0,09	0,09	0,09	0,09	0,12	0,14
		Desinfección	1,56	1,36	1,14	1,12	1,09	1,29
		Superficie total	**3,53**	**3,10**	**2,60**	**2,54**	**2,54**	**2,93**
Línea 3	Altiplano	Línea de agua	4,10	4,43	5,05	5,40	5,04	5,68
		Línea de lodos	0,11	0,12	0,12	0,16	0,17	0,19
		Desinfección	1,84	1,76	1,59	1,70	1,61	1,73
		Superficie total	**6,05**	**6,31**	**6,76**	**7,26**	**6,82**	**7,60**
	Valles	Línea de agua	3,27	3,27	2,99	3,02	3,18	3,45
		Línea de lodos	0,14	0,15	0,16	0,18	0,17	0,21
		Desinfección	1,18	0,99	0,84	0,82	0,88	1,06
		Superficie total	**4,59**	**4,41**	**3,99**	**4,02**	**4,23**	**4,72**
	Llanos	Línea de agua	1,72	1,61	1,39	1,33	1,45	1,48
		Línea de lodos	0,14	0,15	0,16	0,18	0,17	0,21
		Desinfección	0,97	0,80	0,65	0,63	0,62	0,74
		Superficie total	**2,83**	**2,56**	**2,20**	**2,14**	**2,24**	**2,43**
Línea 4.1	Altiplano	Línea de agua	1,86	2,06	2,27	-	-	-
		Línea de lodos	0,11	0,12	0,13	-	-	-
		Desinfección	0,091	0,050	0,024	-	-	-
		Superficie total	**2,06**	**2,23**	**2,41**	-	-	-
	Valles	Línea de agua	1,90	2,03	2,04	-	-	-
		Línea de lodos	0,14	0,15	0,16	-	-	-
		Desinfección	0,096	0,053	0,026	-	-	-
		Superficie total	**2,14**	**2,23**	**2,23**	-	-	-
	Llanos	Línea de agua	1,46	1,69	1,66	-	-	-
		Línea de lodos	0,14	0,15	0,16	-	-	-
		Desinfección	0,097	0,055	0,027	-	-	-
		Superficie total	**1,70**	**1,90**	**1,85**	-	-	-

Tabla 12.7. Estimación de la superficie necesaria para las diferentes líneas de tratamiento consideradas (continuación).

			Habitantes					
Línea de tratamiento	Zona ecológica	Partidas	1.000 habitantes	2.000 habitantes	5.000 habitantes	10.000 habitantes	25.000 habitantes	50.000 habitantes
			Requisitos de superficie (m^2/habitante)					
Línea 4.2	Altiplano	Línea de agua	1,18	1,45	1,52	-	-	-
		Línea de lodos	0,11	0,12	0,13	-	-	-
		Desinfección	0,091	0,050	0,024	-	-	-
		Superficie total	**1,38**	**1,62**	**1,67**	-	-	-
	Valles	Línea de agua	1,15	1,18	1,27	-	-	-
		Línea de lodos	0,14	0,15	0,16	-	-	-
		Desinfección	0,096	0,053	0,026	-	-	-
		Superficie total	**1,39**	**1,38**	**1,46**	-	-	-
	Llanos	Línea de agua	0,90	0,92	0,85	-	-	-
		Línea de lodos	0,14	0,15	0,16	-	-	-
		Desinfección	0,097	0,055	0,027	-	-	-
		Superficie total	**1,14**	**1,13**	**1,04**	-	-	-
Línea 5	Altiplano	Línea de agua	0,67	0,55	0,45	-	-	-
		Línea de lodos	-	-	-	-	-	-
		Desinfección	0,091	0,050	0,024	-	-	-
		Superficie total	**0,76**	**0,60**	**0,47**	-	-	-
	Valles	Línea de agua	0,81	0,65	0,52	-	-	-
		Línea de lodos	-	-	-	-	-	-
		Desinfección	0,096	0,053	0,026	-	-	-
		Superficie total	**0,91**	**0,70**	**0,55**	-	-	-
	Llanos	Línea de agua	0,79	0,65	0,52	-	-	-
		Línea de lodos	-	-	-	-	-	-
		Desinfección	0,097	0,055	0,027	-	-	-
		Superficie total	**0,89**	**0,71**	**0,55**	-	-	-
Líneas 6.1 y 6.2 (soporte plástico)	Altiplano	Línea de agua	0,50	0,34	0,21	0,23	0,14	0,12
		Línea de lodos	0,17	0,21	0,22	0,24	0,19	0,23
		Desinfección	0,091	0,050	0,024	0,015	0,008	0,007
		Superficie total	**0,76**	**0,60**	**0,45**	**0,49**	**0,34**	**0,36**
Líneas 6.1 y 6.2 (soporte áridos)	Altiplano	Línea de agua	0,60	0,43	0,29	0,32	0,21	0,18
		Línea de lodos	0,17	0,21	0,22	0,24	0,19	0,23
		Desinfección	0,091	0,050	0,024	0,015	0,008	0,007
		Superficie total	**0,86**	**0,69**	**0,53**	**0,58**	**0,48**	**0,42**
Línea 6.3 (soporte áridos)	Valles	Línea de agua	0,45	0,28	0,16	0,12	0,11	0,09
		Línea de lodos	0,11	0,11	0,11	0,12	0,15	0,15
		Desinfección	0,096	0,053	0,026	0,016	0,009	0,007
		Superficie total	**0,66**	**0,44**	**0,30**	**0,26**	**0,27**	**0,25**
	Llanos	Línea de agua	0,42	0,26	0,15	0,11	0,11	0,09
		Línea de lodos	0,11	0,11	0,11	0,12	0,15	0,15
		Desinfección	0,097	0,055	0,027	0,017	0,010	0,008
		Superficie total	**0,63**	**0,43**	**0,29**	**0,25**	**0,27**	**0,25**

Tabla 12.7. Estimación de la superficie necesaria para las diferentes líneas de tratamiento consideradas (continuación).

			Habitantes					
Línea de tratamiento	Zona ecológica	Partidas	1.000 habitantes	2.000 habitantes	5.000 habitantes	10.000 habitantes	25.000 habitantes	50.000 habitantes
			Requisitos de superficie (m^2/habitante)					
Línea 6.3 (soporte áridos)	Valles	Línea de agua	0,51	0,34	0,21	0,16	0,12	0,13
		Línea de lodos	0,11	0,11	0,11	0,12	0,15	0,15
		Desinfección	0,096	0,053	0,026	0,016	0,009	0,007
		Superficie total	**0,72**	**0,50**	**0,35**	**0,30**	**0,28**	**0,29**
	Llanos	Línea de agua	0,44	0,28	0,16	0,11	0,11	0,09
		Línea de lodos	0,11	0,11	0,11	0,12	0,15	0,15
		Desinfección	0,097	0,055	0,027	0,017	0,010	0,008
		Superficie total	**0,65**	**0,45**	**0,30**	**0,25**	**0,27**	**0,25**
Líneas 7.1 y 7.2	Altiplano	Línea de agua	0,47	0,30	0,19	0,15	0,11	0,12
		Línea de lodos	0,17	0,21	0,22	0,24	0,19	0,23
		Desinfección	0,091	0,050	0,024	0,015	0,008	0,007
		Superficie total	**0,73**	**0,56**	**0,43**	**0,41**	**0,31**	**0,36**
Línea 7.3	Valles	Línea de agua	0,47	0,29	0,16	0,12	0,10	0,09
		Línea de lodos	0,11	0,11	0,11	0,12	0,15	0,15
		Desinfección	0,096	0,053	0,026	0,016	0,009	0,007
		Superficie total	**0,68**	**0,45**	**0,30**	**0,26**	**0,26**	**0,25**
	Llanos	Línea de agua	0,49	0,28	0,15	0,11	0,10	0,09
		Línea de lodos	0,11	0,11	0,11	0,12	0,15	0,15
		Desinfección	0,097	0,055	0,027	0,017	0,010	0,008
		Superficie total	**0,70**	**0,45**	**0,29**	**0,25**	**0,26**	**0,25**
Línea 8.1	Altiplano	Línea de agua	0,52	0,38	0,26	0,22	-	-
		Línea de lodos	0,17	0,21	0,22	0,24	-	-
		Desinfección	0,091	0,050	0,024	0,015	-	-
		Superficie total	**0,78**	**0,64**	**0,50**	**0,48**	-	-
	Valles	Línea de agua	0,52	0,36	0,23	0,18	-	-
		Línea de lodos	0,23	0,26	0,26	0,29	-	-
		Desinfección	0,096	0,053	0,026	0,016	-	-
		Superficie total	**0,94**	**0,81**	**0,66**	**0,63**	-	-
	Llanos	Línea de agua	0,50	0,35	0,22	0,18	-	-
		Línea de lodos	0,23	0,26	0,26	0,29	-	-
		Desinfección	0,097	0,055	0,027	0,017	-	-
		Superficie total	**0,83**	**0,67**	**0,51**	**0,49**	-	-
Línea 8.2	Altiplano	Línea de agua	-	-	-	-	0,18	0,17
		Línea de lodos	-	-	-	-	0,15	0,15
		Desinfección	-	-	-	-	0,008	0,007
		Superficie total	-	-	-	-	**0,34**	**0,33**
	Valles	Línea de agua	-	-	-	-	0,14	0,13
		Línea de lodos	-	-	-	-	0,16	0,17
		Desinfección	-	-	-	-	0,009	0,007
		Superficie total	-	-	-	-	**0,31**	**0,31**
	Llanos	Línea de agua	-	-	-	-	0,13	0,13
		Línea de lodos	-	-	-	-	0,16	0,17
		Desinfección	-	-	-	-	0,010	0,008
		Superficie total	-	-	-	-	**0,30**	**0,31**

12.2.3.3 Aceptación social

Los proyectos públicos, y sobre todo aquellos con una fuerte componente ambiental (caso de la construcción de una PTAR), requieren de un proceso de participación pública. Esta participación resulta de gran utilidad desde varias perspectivas, dado que se obtiene un mejor conocimiento del sector, se adquiere un mayor compromiso de las partes interesadas, se dota al proceso de mayor transparencia, se contribuye a la resolución de conflictos y se genera un mayor grado de conocimiento y concienciación.

En un proyecto de tratamiento de aguas residuales, de forma general, se identifican dos grupos de interés que, debido a las repercusiones que sobre ellos puede tener la tecnología elegida, será preciso consultar: la población de la localidad en que se va a implantar la PTAR y la entidad que vaya a gestionar las instalaciones de tratamiento.

- ***Aceptación por parte de la población.*** La población donde se va a implantar la depuradora debe conocer el proyecto y las alternativas que se están planteando, con el fin de que esté informada y pueda sensibilizarse y concienciarse de la necesidad de dichas infraestructuras. En este proceso de participación pública, la población afectada debe tener la posibilidad de manifestar su opinión y sus intereses.

- ***Aceptación por parte de la entidad que va a gestionar el sistema de tratamiento***. También, es muy importante conocer y evaluar adecuadamente las opiniones de los responsables de la entidad que vaya a gestionar el sistema de depuración, pudiendo estos llegar a manifestar su rechazo ante determinadas tecnologías, por lo que este factor podría llegar, en casos extremos, a ser limitante, o al menos obligar a tenerse también en consideración en el proceso de selección.

12.2.3.4 Características medioambientales

La ***temperatura*** se constituye en el factor medioambiental que ejerce una mayor influencia en el comportamiento de las diferentes líneas de tratamiento, llegando a convertirse en un factor limitante para aquellas que se basan en procesos anaerobios, por debajo de los 15 ºC de las aguas a tratar. En el resto de casos, la temperatura influye directamente en el dimensionamiento de los distintos procesos, repercutiendo en la superficie requerida y, por tanto, en los costos de construcción y de operación y mantenimiento. Esta influencia se puede observar,

de un modo orientativo, en las comparativas realizadas por tecnología y piso ecológico en el Capítulo 7 de la presente guía.

En aquellas situaciones en las que se den elevados niveles de infiltración a la red de alcantarillado y/o un número elevado de conexiones erradas, ello puede tener como consecuencia una disminución de la temperatura de las aguas afluentes a la PTAR.

Para poder evaluar este criterio, deben conocerse las temperaturas medias, tanto del agua como del aire, en el mes más frio del lugar de intervención.

La ***pluviometría*** tiene su principal influencia en la alteración de los caudales y concentraciones de las aguas residuales a tratar, en el caso de redes de alcantarillado sanitario combinado o de las de carácter separado que presenten un elevado número de conexiones erradas.

Este factor influye notablemente en el comportamiento de los Lombrifiltros que operan sin cubierta, pues el agua de lluvia que cae sobre la superficie de estos incrementa la carga hidráulica aplicada y puede provocar el encharcamiento del sustrato filtrante, con la consecuente muerte de las lombrices.

Igualmente, el comportamiento de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) es muy sensible a la elevada la variabilidad de caudales de aguas residuales que puedan llegan a la PTAR, aconsejándose en estos casos la implementación de tanques de laminación a la entrada de la planta de tratamiento.

La influencia de la ***altitud*** sobre el comportamiento de las diferentes líneas de tratamiento aún no se conoce con exactitud, y tan sólo en el caso de las Aireaciones Extendidas se dispone de fórmulas para determinar la influencia de este parámetro a la hora de determinar la potencia necesaria de los equipos de aireación. En el caso concreto de esta tecnología, los consumos de energía eléctrica de los equipos de aireación se incrementan notablemente con la altitud del emplazamiento de la PTAR, con la consiguiente elevación de los costos de operación y mantenimiento.

12.2.3.5 Impactos medioambientales

Dentro de estos impactos debe analizarse: la producción de malos olores, la emisión de gases de efecto invernadero, la generación de ruidos, así como el posible impacto visual que la construcción de una nueva PTAR puede conllevar.

La ***producción de malos olores*** puede darse en todas las líneas de tratamiento en la obra de llegada (bien porque las aguas ingresen a la PTAR con un elevado grado de septicidad, o porque porten vertidos industriales), y en el pretratamiento (por una mala gestión de los residuos que se generan en esta etapa).

Las líneas de tratamiento que cuentan con etapas anaerobias (FAFA, RAFA, Tanques Imhoff, Lagunas Anaerobias), presentan un mayor riesgo de generar olores desagradables, si no se operan correctamente.

En el caso de las líneas de tratamiento basadas en procesos aerobios, la generación de malos olores es un claro indicador de un diseño deficiente, o de un funcionamiento incorrecto.

Finalmente, la gestión de lodos en exceso constituye otro posible foco de generación de olores desagradables en las PTAR.

La Tabla 12.8 compara las diferentes líneas de tratamiento, de acuerdo a su riesgo asociado de emisión de malos olores.

12.8. Riesgo de emisión de malos olores en las diferentes líneas de tratamiento.

Riesgo de emisión de malos olores	Línea de tratamiento
Alto	Línea 1 / Línea 2 / Línea 6.3 / Línea 7.3 / Línea 3
Medio	Línea 7.1 / Línea 7.2 / Línea 6.1 / Línea 6.2 / Línea 4.1 / Línea 4.2 / Línea 5
Bajo	Línea 8.1 / Línea 8.2

La importancia de la emisión de malos olores vendrá condicionada por la distancia a la que se encuentre la PTAR de las zonas habitadas más próximas. En situaciones especialmente críticas, y fundamentalmente en las PTAR de mayor tamaño, para solucionar estos impactos olfativos se puede evaluar la conveniencia de implantar equipos de extracción del aire de zonas confinadas de la PTAR (pretratamiento, tratamientos primarios, línea de lodos), en las que se generen los malos olores, para su posterior desodorización.

En lo referente a la ***generación de gases de efecto invernadero (GEI)***, el CO_2 que se produce en las PTAR es debido a la oxidación de la materia orgánica, no estimándose 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

(en los tratamientos anaerobios de aguas y lodos) y los óxidos nitrosos (en los procesos de desnitrificación), sí que se considera que contribuyen al cambio climático. Se debe destacar que el metano tiene un potencial de calentamiento global 23 veces superior al del CO_2 y el N_2O 310 veces mayor.

A este respecto, también deben considerarse las emisiones indirectas, debidas a los consumos eléctricos que requieran las PTAR. Si bien, si este consumo procede de fuentes de energía renovables, no generará GEI.

Los costos de tomar medidas para paliar este problema serán mayores cuanto mayor sea la superficie a través de la que se emiten los GEI. Así, será más costoso proceder a la cobertura de una Laguna Anaerobia, para la posterior quema del biogás generado, que a la de un RAFA, para un mismo tamaño de población tratado.

En las PTAR la ***generación de ruidos*** se asocia al funcionamiento de los equipos electromecánicos (turbinas, soplantes bombas, etc.), que precisan para su operación. Por ello, las líneas de tratamiento que pueden funcionar sin estos equipos, o con requisitos muy bajos para las potencias instaladas, ejercerán un impacto sonoro nulo, o muy reducido en su entorno. La Tabla 12.9 compara las diferentes líneas de tratamiento, de acuerdo a su riesgo asociado de la emisión de ruidos.

12.9. Riesgo de emisión de ruidos en las diferentes líneas de tratamiento.

Riesgo de emisión de ruidos	Línea de tratamiento
Alto	Línea 8.1 / Línea 8.2
Medio	Línea 7.1 / Línea 7.2 / Línea 6.1 / Línea 6.2 / Líneas 7.3 / Línea 6.3 / Línea 5
Bajo	Línea 1[1] / Línea 2 / Línea 4.2[1] / Línea 4.1. / Línea 3

[1]Si no precisan bombeos para la alimentación de los humedales, o para la realización de contralavados en el caso de los FAFA.

Al igual que en el caso de los olores, la importancia de la generación de ruidos dependerá de lo cerca que se encuentren las zonas habitadas del lugar en el que se vaya a implantar la PTAR. En casos especialmente críticos al respecto, se podría plantear el aislamiento acústico de determinadas zonas de la planta de tratamiento para reducir los impactos sonoros.

Este aspecto debe tenerse también en cuenta en los requerimientos de salud y seguridad para los propios trabajadores de la PTAR.

En entornos de elevado valor medioambiental o paisajístico, el ***impacto visual*** que conlleva la construcción de una nueva PTAR deberá también analizarse. En este sentido las líneas de tratamiento basadas en Tecnologías Extensivas (Lagunas de Estabilización, Humedales Artificiales) suelen presentar una mejor integración ambiental y un impacto visual positivo. El impacto visual del resto de los tratamientos vendrá condicionado por la posibilidad de que pueden disponerse enterrados o semienterrados, en lugar de elevados sobre el suelo.

La Tabla 12.10 compara las diferentes líneas de tratamiento de acuerdo su grado de integración ambiental.

12.10. Grado de integración ambiental de las diferentes líneas de tratamiento.

Grado de integración paisajística	Línea de tratamiento
Buena	Línea 3 / Línea 4.1 / Línea 4.2 / Línea 5[1]
Moderada	Línea 8.1 / Línea 8.2 / Línea 7.1 / Línea 7.2 / Línea 7.3 / Línea 1 / Línea 2[2]
Complicada	Línea 6.1 / Línea 6.2 / Línea 6.3

[1]Si los Lombrifiltros van cubiertos, su grado de integración es moderado.
[2]Se supone que los RAFA se disponen enterrados.

12.2.3.6 Generación de lodos

La ***generación de lodos*** en las distintas líneas de tratamiento debe analizarse, tanto desde el punto de vista de la ***cantidad*** que se genera de estos subproductos, como desde el ***grado de estabilidad*** que se alcanza en los mismos.

La cantidad de lodos generados en el proceso de depuración va a tener una repercusión directa en los costos del transporte de estos subproductos hasta el lugar de su disposición final. Por su parte, el grado de estabilidad que presenten los lodos condiciona las posibilidades de su valorización.

En el caso de los Lombrifiltros, no se generan lodos, sino un humus, que con las necesarias precauciones, puede emplearse como fertilizante agrícola, sin necesidad de ser tratado, lo que supone una gran ventaja para esta tecnología.

En el resto de tratamientos contemplados, aceptando que en todos los casos los lodos generados se deshidratan en Lechos de Secado, hasta alcanzar un porcentaje de sequedad del 30%, las estimaciones de las cantidades de lodos que se generan en las diferentes zonas ecológicas bolivianas, para las diferen-

tes líneas de trabajo consideradas y rangos poblacionales, se muestran en la Tabla 12.11. En todos los casos los lodos sometidos a deshidratación, han sido previamente estabilizados

Tabla 12.11. Generación de lodos en las diferentes líneas de tratamiento.

		Habitantes					
Línea de tratamiento	Zona ecológica	1.000 habitantes	2.000 habitantes	5.000 habitantes	10.000 habitantes	25.000 habitantes	50.000 habitantes
		Generación de lodos (m^3/año)					
Línea 1	Valles y Llanos	25	60	-	-	-	-
Línea 2	Valles y Llanos	10	24	63	135	447	1.004
Línea 3	Altiplano	7	15	48	112	295	669
	Valles y Llanos	9	22	59	125	329	736
Línea 4.1	Altiplano	13	33	92	-	-	-
	Valles y Llanos	18	43	113	-	-	-
Línea 4.2	Altiplano	13	33	92	-	-	-
	Valles y Llanos	18	43	113	-	-	-
Línea 5[1]	Altiplano	29	75	229	-	-	-
	Valles	43	100	286	-	-	-
	Llanos	41	100	281	-	-	-
Líneas 6.1 y 6.2	Altiplano	23	58	162	378	1.019	2.342
Línea 6.3	Valles y Llanos	13	30	78	168	535	1.198
Líneas 7.1 y 7.2	Altiplano	23	58	162	378	1.019	2.342
Línea 7.3	Valles y Llanos	13	30	78	168	535	1.198
Líneas 8.1 y 8,2	Altiplano	24	61	170	398	1.043	2.366
	Valles y Llanos	33	80	209	445	1.162	2.604

[1]En el caso de los Lombrifiltros no se generan lodos, sino humus, a razón de unos 0,25 m^3/m^2/año.

Con anterioridad, en la Tabla 11.1 del capítulo anterior, se recoge la producción de lodos en las diferentes líneas de tratamiento (expresada en g m.s./hab/d y l/hab/d), antes de proceder a su deshidratación.

La ***frecuencia y el mecanismo de retirada de lodos*** pueden ser factores importantes a tener en cuenta en el proceso de selección. Por ejemplo, en el caso de las Lagunas de Estabilización, en las que la extracción de lodos se lleva a cada varios años, esto podría llegar a suponer un impedimento, puesto que es más fácil colocar, para una aplicación al terreno, poco lodo extraído con mucha frecuencia, que mucho lodo extraído con poca frecuencia. Además, si no se dispone de bombas para la extracción de los lodos acumulados en el fondo de las lagunas, su retirada va a conllevar la complicación añadida de tener que parar la laguna un tiempo, circunstancia que tendrá que preverse a la hora del diseño de la PTAR.

Si en el proyecto concreto a evaluar, se conoce con certeza el destino de los lodos y los costos de su gestión, el criterio relativo a la generación de lodos se podría incluir en los costos de operación y mantenimiento.

La disposición de los lodos sobre el terreno obliga a que su contenido en metales pesados no sobrepase los valores límites recomendables. Así mismo, debe conocerse su contenido en patógenos y si este sobrepasa los límites exigidos, se considera conveniente el disponer de una etapa de higienización, como puede ser un compostaje, antes del uso de los lodos en agricultura.

Por el contrario, para la disposición de los lodos en rellenos sanitarios, tan sólo es suficiente con que los lodos estén estabilizados y deshidratados convenientemente.

12.2.3.7 Operación y mantenimiento

En este criterio de selección deben analizarse en profundidad tanto los ***requerimientos de personal***, con la ***cualificación técnica*** suficiente para afrontar las labores de operación y mantenimiento que requiera la instalación de tratamiento para su correcto funcionamiento, como la ***facilidad para disponer de las piezas y equipos de repuesto*** cuando sea preciso, así como del ***servicio técnico*** en aquellas tecnologías que lo requieran.

En lo que atañe a los ***requerimientos de personal cualificado***, estos, y las horas de dedicación de este personal, irán en consonancia con el grado de complejidad de la línea de tratamiento que se implante, siendo bajos en el caso de las tecnologías de carácter extensivo, e incrementándose en las intensivas, al contar estas con equipos electromecánicos para su funcionamiento.

La complejidad de cada tratamiento, asociada a las labores de operación y mantenimiento y a la necesidad de disponer del personal adecuado, es un factor clave en el proceso de selección del tratamiento más adecuado. Además, no debe olvidarse que esta cualificación y dedicación repercuten directamente en los costos de operación y mantenimiento.

La importancia de este criterio dependerá de la capacidad técnica y del tipo de personal de que disponga la entidad que va a operar el sistema. Si la operación la va a llevar una entidad con experiencia al respecto, existe una mayor garantía de que la operación de cualquier tipo de tecnología se va a llevar a cabo adecuadamente.

En la Tabla 12.12 se establece una clasificación de los distintos tratamientos, respecto a la complejidad de su operación y mantenimiento y la cualificación del personal necesario.

Tabla 12.12. Clasificación de las diferentes líneas de tratamiento en función de la complejidad de operación y mantenimiento.

Complejidad	Líneas de tratamiento
Muy baja	Línea 3/Línea 1/ Línea 4.1
Baja	Línea 4.2/Línea 5
Media	Línea 2 / Línea 6.1 / Línea 6.2 / Línea 7.1 / Línea 7.2 / Línea 6.3 / Línea 7.3
Alta	Línea 8.1 / Línea 8.2

En lo referente a la ***disponibilidad de repuestos y de servicio técnico***, la valoración de este criterio 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 boliviano; 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, lo que se trata es de valorar, para cada alternativa, las dificultades que pueden afectar a la operación

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.

Como auxilio a esta valoración, puede tenerse en cuenta lo siguiente:

- Los tratamiento de carácter extensivo (Lagunas de Estabilización, Humedales Artificiales de Flujo Superficial), 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, por tanto, de un servicio técnico externo permanente.

- El tratamiento mediante Filtros percoladores, precedidos de un Tanque Imhoff o de un RAFA, precisa de repuestos sencillos que se suelen encontrar en Bolivia. 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 se precisa pues, en este caso, de un servicio técnico externo permanente.

- Los mayores problemas se dan en los tratamientos mediante CBR y Aireación Extendida. En el primero de los casos, todos los componentes que forman los rotores deben importarse en caso de avería. En la Aireación Extendida es necesario asegurarse de que se cuenta en el país con un adecuado servicio técnico postventa de los equipos más singulares (elementos de control del proceso, difusores, compresores, etc.).

12.2.3.8 Costos de construcción y de operación y mantenimiento

En el apartado de costos deben contemplarse los ***costos de construcción y los de operación y mantenimiento***, dándole una mayor importancia a estos últimos, dado que la amortización de los costos de construcción representa un valor relativamente bajo frente a los gastos de operación y mantenimiento (que perduran durante toda la vida útil de la planta de tratamiento), y que son estos costos los que provocan que muchas PTAR se encuentren fuera de servicio, o en un estado de operación deficiente.

En muchas ocasiones, en la inversión inicial se cuenta con subvenciones y apoyo financiero, algo que no suele pasar para la operación y mantenimiento de la PTAR, y es este otro motivo por el que estos costos adquieren más relevancia que los de construcción. Como consecuencia de esto es necesario, de cara al análisis de costos, que se conozca la capacidad económica y de gestión del prestador del servicio, la capacidad de pago de la población y la existencia o no de mecanismos tarifarios, u otros, para financiar la operación del saneamiento de las aguas residuales.

Dentro de estos criterios de decisión debe analizarse también la ***disponibilidad presupuestaria*** para afrontar la ejecución del proyecto constructivo de la PTAR.

Con fines orientativos, la Tabla 12.13 resume los costos de construcción de las diferentes líneas de tratamiento, obtenidos a partir de los dimensionamientos básicos llevados a cabo, que aunque elaborados de un modo genérico (ver apartado 5.5), constituyen una herramienta útil para la comparación de estos costos en las diferentes zonas ecológicas y para los distintos rangos de población considerados.

En la tabla, los costos de construcción se desglosan en: línea de agua, línea de lodos y desinfección. En el caso de esta última se contemplan dos posibilidades: que se recurra al empleo de Lagunas de Maduración como tratamiento de desinfección, lo que se hace en el caso de las líneas 1, 2 y 3; o que se emplee la cloración, sin o con filtración previa, como se hace para el resto de las líneas de tratamiento contempladas. En estos últimos casos, para la determinación del costo total de construcción, se emplean los costos de la cloración sin filtración previa.

En todos estos costos de construcción, tal como se especifica en el apartado 5.5.2.2 de la presente guía, no se han considerado los costos de adquisición de terrenos, que en algunos casos (principalmente en las tecnologías de carácter extensivo), pueden ser elevados.

Tabla 12.13. Costos de construcción de las distintas líneas de tratamiento.

			Habitantes					
Líneas de tratamiento	**Zonas ecológicas**	**Unidades**	**1.000**	**2.000**	**5.000**	**10.000**	**25.000**	**50.000**
			Costos de construcción (Bs/hab)					
Línea 1	Valles	Línea de agua	1.287	1.105	-	-	-	-
		Línea de lodos	363	375	-	-	-	-
		Desinfección	368	282	-	-	-	-
		Costo total de construcción	**2.018**	**1.762**	-	-	-	-
	Llanos	Línea de agua	1.159	1.000	-	-	-	-
		Línea de lodos	363	375	-	-	-	-
		Desinfección	319	241	-	-	-	-
		Costo total de construcción	**1.841**	**1.616**	-	-	-	-
Línea 2	Valles	Línea de agua	1.058	844	672	591	587	644
		Línea de lodos	190	177	157	152	191	213
		Desinfección	368	282	214	188	180	218
		Costo total de construcción	**1.616**	**1.303**	**1.043**	**931**	**958**	**1.075**
	Llanos	Línea de agua	878	698	540	481	486	514
		Línea de lodos	190	177	157	152	191	213
		Desinfección	319	241	163	145	130	143
		Costo total de construcción	**1.387**	**1.116**	**860**	**778**	**807**	**870**
Línea 3	Altiplano	Línea de agua	832	766	704	705	713	748
		Línea de lodos	221	219	210	236	241	269
		Desinfección	351	286	218	202	171	172
		Costo total de construcción	**1.404**	**1.271**	**1.132**	**1.143**	**1.125**	**1.189**
	Valles	Línea de agua	705	600	477	439	463	466
		Línea de lodos	280	271	259	260	266	296
		Desinfección	252	183	130	107	96	118
		Costo total de construcción	**1.237**	**1.054**	**866**	**806**	**825**	**880**
	Llanos	Línea de agua	457	353	254	218	252	232
		Línea de lodos	280	271	259	260	266	296
		Desinfección	230	167	107	90	75	79
		Costo total de construcción	**967**	**791**	**620**	**568**	**593**	**607**

Tabla 12.13. Costos de construcción de las distintas líneas de tratamiento (continuación).

			Habitantes					
Líneas de tratamiento	Zonas ecológicas	Unidades	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
			Costos de construcción (Bs/hab)					
Línea 4.1	Altiplano	Línea de agua	828	663	535	-	-	-
		Línea de lodos	255	247	237	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	41	26	17	-	-	-
		Desinfección con filtrado	66	48	35	-	-	-
		Costo total de construcción	**1.124**	**936**	**789**	-	-	-
	Valles	Línea de agua	783	600	458	-	-	-
		Línea de lodos	321	304	294	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	46	31	19	-	-	-
		Desinfección con filtrado	77	58	43	-	-	-
		Costo total de construcción	**1.150**	**935**	**771**	-	-	-
	Llanos	Línea de agua	670	504	371	-	-	-
		Línea de lodos	321	304	294	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	47	32	20	-	-	-
		Desinfección con filtrado	76	59	45	-	-	-
		Costo total de construcción	**1.038**	**840**	**685**	-	-	-
Línea 4.2	Altiplano	Línea de agua	722	560	415	-	-	-
		Línea de lodos	255	247	237	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	41	26	17	-	-	-
		Desinfección con filtrado	66	48	35	-	-	-
		Costo total de construcción	**1.018**	**833**	**669**	-	-	-
	Valles	Línea de agua	684	486	350	-	-	-
		Línea de lodos	321	304	294	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	46	31	19	-	-	-
		Desinfección con filtrado	77	58	43	-	-	-
		Costo total de construcción	**1.051**	**821**	**663**	-	-	-
	Llanos	Línea de agua	605	413	273	-	-	-
		Línea de lodos	321	304	294	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	47	32	20	-	-	-
		Desinfección con filtrado	76	59	45	-	-	-
		Costo total de construcción	**973**	**749**	**587**	-	-	-
Línea 5	Altiplano	Línea de agua	1.537	1.336	1.167	-	-	-
		Línea de lodos	-	-	-	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	41	26	17	-	-	-
		Desinfección con filtrado	66	48	35	-	-	-
		Costo total de construcción	**1.578**	**1.362**	**1.184**	-	-	-
	Valles	Línea de agua	1.891	1.607	1.378	-	-	-
		Línea de lodos	-	-	-	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	46	31	19	-	-	-
		Desinfección con filtrado	77	58	43	-	-	-
		Costo total de construcción	**1.937**	**1.638**	**1.397**	-	-	-
	Llanos	Línea de agua	1.827	1.601	1.358	-	-	-
		Línea de lodos	-	-	-	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	47	32	20	-	-	-
		Desinfección con filtrado	76	59	45	-	-	-
		Costo total de construcción	**1.874**	**1.633**	**1.378**	-	-	-

Tabla 12.13. Costos de construcción de las distintas líneas de tratamiento (continuación).

			Habitantes					
Líneas de tratamiento	Zonas ecológicas	Unidades	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
			Costos de construcción (Bs/hab)					
Líneas 6.1 y 6.2 (soporte plástico)	Altiplano	Línea de agua	1.661	1.313	928	823	589	581
		Línea de lodos	336	365	366	408	227	257
		Desinfección sin filtrado	41	26	17	13	12	12
		Desinfección con filtrado	66	48	35	34	33	39
		Costo total de construcción	**2.038**	**1.704**	**1.311**	**1.244**	**828**	**850**
Líneas 6.1 y 6.2 (soporte áridos)	Altiplano	Línea de agua	1.715	1.374	979	877	638	637
		Línea de lodos	336	365	366	408	257	277
		Desinfección sin filtrado	41	26	17	13	12	12
		Desinfección con filtrado	66	48	35	34	33	39
		Costo total de construcción	**2.092**	**1.765**	**1.362**	**1.298**	**907**	**926**
Línea 6.3 (soporte plástico)	Valles	Línea de agua	1.499	1.105	797	652	625	641
		Línea de lodos	221	208	187	188	229	252
		Desinfección sin filtrado	46	31	19	16	14	15
		Desinfección con filtrado	77	58	43	41	40	47
		Costo total de construcción	**1.766**	**1.344**	**1.003**	**856**	**868**	**908**
	Llanos	Línea de agua	1.347	995	695	568	540	533
		Línea de lodos	221	208	187	188	229	252
		Desinfección sin filtrado	47	32	20	20	16	17
		Desinfección con filtrado	77	59	45	43	43	47
		Costo total de construcción	**1.615**	**1.235**	**902**	**776**	**785**	**802**
Línea 6.3 (soporte áridos)	Valles	Línea de agua	1.578	1.176	851	699	663	683
		Línea de lodos	221	208	187	189	229	252
		Desinfección sin filtrado	46	31	19	16	14	15
		Desinfección con filtrado	77	58	43	41	40	47
		Costo total de construcción	**1.845**	**1.415**	**1.057**	**960**	**906**	**950**
	Llanos	Línea de agua	1.356	1.005	702	574	544	536
		Línea de lodos	221	208	187	189	229	252
		Desinfección sin filtrado	47	32	20	20	16	17
		Desinfección con filtrado	77	59	45	43	43	47
		Costo total de construcción	**1.624**	**1.245**	**909**	**783**	**789**	**805**
Líneas 7.1 y 7.2	Altiplano	Línea de agua	1.578	1.399	1.129	1.037	894	925
		Línea de lodos	336	365	366	408	257	277
		Desinfección sin filtrado	41	26	17	13	12	12
		Desinfección con filtrado	66	48	35	34	33	39
		Costo total de construcción	**1.955**	**1.790**	**1.512**	**1.458**	**1.163**	**1.214**
Línea 7.3	Valles	Línea de agua	1.461	1.087	834	711	720	741
		Línea de lodos	221	208	187	189	229	252
		Desinfección sin filtrado	46	31	19	16	14	15
		Desinfección con filtrado	77	58	43	41	40	47
		Costo total de construcción	**1.728**	**1.326**	**1.040**	**916**	**963**	**1.008**
	Llanos	Línea de agua	1.394	1.035	778	670	672	673
		Línea de lodos	221	208	187	189	229	252
		Desinfección sin filtrado	47	32	20	20	16	17
		Desinfección con filtrado	77	59	45	43	43	47
		Costo total de construcción	**1.662**	**1.275**	**985**	**879**	**917**	**942**

Tabla 12.13. Costos de construcción de las distintas líneas de tratamiento (continuación).

			Habitantes					
Líneas de tratamiento	Zonas ecológicas	Unidades	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
			Costos de construcción (Bs/hab)					
Líneas 8.1 y 8.2	Altiplano	Línea de agua	2.004	1.478	1.032	950	776	695
		Línea de lodos	333	361	362	403	251	268
		Desinfección sin filtrado	41	26	17	13	12	12
		Desinfección con filtrado	66	48	35	34	33	39
		Costo total de construcción	**2.500**	**2.009**	**1.576**	**1.566**	**1.039**	**975**
	Valles	Línea de agua	2.021	1.437	951	825	656	565
		Línea de lodos	429	450	430	451	275	294
		Desinfección sin filtrado	46	31	19	16	14	15
		Desinfección con filtrado	77	58	43	41	40	47
		Costo total de construcción	**2.496**	**1.918**	**1.400**	**1.292**	**945**	**874**
	Llanos	Línea de agua	1.843	1.282	825	713	558	465
		Línea de lodos	429	450	430	451	275	294
		Desinfección sin filtrado	47	32	20	20	16	17
		Desinfección con filtrado	77	59	45	43	43	47
		Costo total de construcción	**2.319**	**1.764**	**1.275**	**1.184**	**849**	**776**

En un análisis de alternativas debería hacerse una estimación del costo de construcción de las tecnologías que se plantean teniendo en cuenta las circunstancias locales pero, en ausencia de esta información, se podrían tomar las tablas anteriores como referencia, teniendo en cuenta las variaciones que supondrían las circunstancias específicas de cada situación concreta, como podría ser el aumento del coste debido a la excavación en terreno rocoso.

La valoración de este criterio puede realizarse puntuando directamente en función del costo de cada alternativa, o clasificando los costos en función de los porcentajes de incremento o disminución sobre el valor medio de los costos de todas las alternativas. En el primer caso, se pueden cometer errores en las situaciones en las que los costos de construcción de algunos tratamientos sean muy dispares. Para evitar estos problemas, se recomienda establecer varios niveles tal, y como puede ver en la tabla siguiente.

Tabla 12.14. Valoración del criterio para los costos de construcción.

Complejidad	Valoración
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 lo concerniente a la ***disponibilidad presupuestaria para hacer frente a la operación y mantenimiento de la PTAR***, debe tenerse en cuenta que estos costos también se ven condicionados por las propias circunstancias locales (es preciso o no, un bombeo para conducir las aguas a la estación de tratamiento; de qué forma se gestionan los lodos en exceso generados en el proceso depurador, etc.) y, debido a esto, es conveniente realizar un estudio de los ***costos de operación y mantenimiento*** para cada alternativa en el caso concreto de estudio.

Con fines orientativos, y con la precaución de que estos costos dependerán estrechamente de las condiciones locales, la Tabla 12.15 resume los costos de operación y mantenimiento de las diferentes líneas de tratamiento, obtenidos a partir de los dimensionamientos básicos llevados a cabo, y constituye una herramienta útil para la comparación de estos costos en las diferentes zonas ecológicas y rangos de población considerados. Estos costos se han estimado a partir de las directrices que se recogen el apartado 5.5.2.3 de la presente guía.

En esta tabla, en aquellos casos en que se exponen costos de la desinfección sin y con filtración previa, para la determinación de los costos totales de operación y mantenimiento se han tenido en cuenta los primeros, salvo en el caso de la Aireación Extendida, en el que se han empleado los costos de desinfección estimados para efluentes nitrificados.

Tabla 12.15. Costos de operación y mantenimiento de las distintas líneas de tratamiento.

			Habitantes					
Líneas de tratamiento	Zonas ecológicas	Unidades	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
			Costos de operación y mantenimiento (Bs/hab/año)					
Línea 1	Valles	Costo total de O&M	73,00	39,83	-	-	-	-
	Llanos	Costo total de O&M	72,48	39,51	-	-	-	-
Línea 2	Valles	Costo total de O&M	87,71	45,59	23,73	19,49	15,06	11,57
	Llanos	Costo total de O&M	88,12	45,79	23,72	19,47	15,12	11,36
Línea 3	Altiplano	Costo total de O&M	72,95	38,51	19,64	12,01	12,06	10,56
	Valles	Costo total de O&M	72,43	37,80	18,60	10,74	9,48	8,06
	Llanos	Costo total de O&M	71,19	36,56	17,48	9,63	9,85	8,07

Tabla 12.15. Costos de operación y mantenimiento de las distintas líneas de tratamiento (continuación).

Líneas de tratamiento	Zonas ecológicas	Unidades	Habitantes					
			1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
			Costos de operación y mantenimiento (Bs/hab/año)					
Línea 4.1	Altiplano	Líneas de agua y lodos	70,46	37,10	18,88	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	4,21	5,27	6,36	-	-	-
		Desinfección con filtrado	2,96	3,57	4,42	-	-	-
		Costo total de O&M	**74,68**	**42,37**	**25,24**	-	-	-
	Valles	Líneas de agua y lodos	70,57	37,12	18,78	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	7,08	8,14	9,23	-	-	-
		Desinfección con filtrado	4,95	5,67	6,41	-	-	-
		Costo total de O&M	**77,65**	**45,26**	**28,01**	-	-	-
	Llanos	Líneas de agua y lodos	70,01	36,66	18,36	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	7,66	9,29	10,38	-	-	-
		Desinfección con filtrado	5,34	6,47	7,21	-	-	-
		Costo total de O&M	**77,67**	**45,95**	**28,74**	-	-	-
Línea 4.2	Altiplano	Líneas de agua y lodos	69,93	36,59	18,28	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	4,21	5,27	6,36	-	-	-
		Desinfección con filtrado	2,96	3,57	4,42	-	-	-
		Costo total de O&M	**74,14**	**41,86**	**24,64**	-	-	-
	Valles	Líneas de agua y lodos	70,08	36,55	18,24	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	7,08	8,14	9,23	-	-	-
		Desinfección con filtrado	4,95	5,67	6,41	-	-	-
		Costo total de O&M	**77,16**	**44,69**	**27,47**	-	-	-
	Llanos	Líneas de agua y lodos	69,69	36,20	17,87	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	7,66	9,29	10,38	-	-	-
		Desinfección con filtrado	5,34	6,47	7,21	-	-	-
		Costo total de O&M	**77,35**	**45,49**	**28,25**	-	-	-
Línea 5	Altiplano	Líneas de agua y lodos	88,92	52,88	32,81	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	4,21	5,27	6,36	-	-	-
		Desinfección con filtrado	2,96	3,57	4,42	-	-	-
		Costo total de O&M	**93,13**	**58,15**	**39,17**	-	-	-
	Valles	Líneas de agua y lodos	91,33	54,89	34,52	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	7,08	8,14	9,23	-	-	-
		Desinfección con filtrado	4,95	5,67	6,41	-	-	-
		Costo total de O&M	**98,41**	**63,03**	**43,75**	-	-	-
	Llanos	Líneas de agua y lodos	93,31	57,06	35,98	-	-	-
		Desinfección sin filtrado	7,66	9,29	10,38	-	-	-
		Desinfección con filtrado	5,34	6,47	7,21	-	-	-
		Costo total de O&M	**100,97**	**66,35**	**46,36**	-	-	-
Líneas 6.1 y 6.2 (soporte plástico)	Altiplano	Línea de agua	103,81	57,50	32,17	27,81	22,98	20,13
		Desinfección sin filtrado	4,21	5,27	6,36	7,49	9,21	12,65
		Desinfección con filtrado	2,96	3,57	4,42	5,20	6,38	8,77
		Costo total de O&M	**108,02**	**62,77**	**38,53**	**35,30**	**32,19**	**32,78**
Líneas 6.1 y 6.2 (soporte áridos)	Altiplano	Línea de agua y lodos	105,27	58,54	33,63	28,17	21,89	19,71
		Desinfección sin filtrado	4,21	5,27	6,36	7,49	9,21	12,65
		Desinfección con filtrado	2,96	3,57	4,42	5,20	6,38	8,77
		Costo total de O&M	**109,48**	**63,81**	**33,99**	**35,66**	**31,10**	**32,36**

Tabla 12.15. Costos de operación y mantenimiento de las distintas líneas de tratamiento (continuación).

			Habitantes					
Líneas de tratamiento	Zonas ecológicas	Unidades	1.000	2.000	5.000	10.000	25.000	50.000
			Costos de operación y mantenimiento (Bs/hab/año)					
Línea 6.3 (soporte plástico)	Valles	Líneas de agua y lodos	100,90	54,05	28,98	23,70	18,63	15,03
		Desinfección sin filtrado	7,08	8,14	9,23	10,37	12,08	15,53
		Desinfección con filtrado	4,95	5,67	6,41	7,19	8,38	10,77
		Costo total de O&M	**107,98**	**62,19**	**38,21**	**34,07**	**30,71**	**30,56**
	Llanos	Líneas de agua y lodos	100,17	53,65	28,63	23,57	18,51	14,78
		Desinfección sin filtrado	7,66	9,29	10,38	12,09	13,90	17,25
		Desinfección con filtrado	5,34	6,47	7,21	8,40	9,58	11,98
		Costo total de O&M	**107,83**	**62,94**	**39,01**	**35,66**	**32,41**	**32,03**
Línea 6.3 (soporte áridos)	Valles	Líneas de agua y lodos	102,12	54,96	29,48	23,99	18,99	15,25
		Desinfección sin filtrado	7,08	8,14	9,23	10,37	12,08	15,53
		Desinfección con filtrado	4,95	5,67	6,41	7,19	8,38	10,77
		Costo total de O&M	**109,20**	**63,10**	**38,71**	**34,36**	**31,07**	**30,78**
	Llanos	Líneas de agua y lodos	100,94	54,15	28,82	23,56	18,64	14,74
		Desinfección sin filtrado	7,66	9,29	10,38	12,09	13,90	17,25
		Desinfección con filtrado	5,34	6,47	7,21	8,40	9,58	11,98
		Costo total de O&M	**108,60**	**63,44**	**39,20**	**35,65**	**32,54**	**31,99**
Líneas 7.1 y 7.2	Altiplano	Líneas de agua y lodos	121,15	76,08	49,03	44,98	33,69	31,14
		Desinfección sin filtrado	4,21	5,27	6,36	7,49	9,21	12,65
		Desinfección con filtrado	2,96	3,57	4,42	5,20	6,38	8,77
		Costo total de O&M	**125,36**	**81,35**	**55,39**	**52,47**	**42,90**	**43,79**
Línea 7.3	Valles	Líneas de agua y lodos	106,27	63,24	37,80	31,71	26,05	23,24
		Desinfección sin filtrado	7,08	8,14	9,23	10,37	12,08	15,53
		Desinfección con filtrado	4,95	5,67	6,41	7,19	8,38	10,77
		Costo total de O&M	**113,35**	**71,38**	47,03	**42,08**	**38,13**	**38,77**
	Llanos	Líneas de agua y lodos	106,00	63,00	37,69	33,50	27,76	23,36
		Desinfección sin filtrado	7,66	9,29	10,38	12,09	13,90	17,25
		Desinfección con filtrado	5,34	6,47	7,21	8,40	9,58	11,98
		Costo total de O&M	**113,66**	**72,29**	**48,07**	**45,59**	**41,66**	**40,61**
Líneas 8.1 y 8.2	Altiplano	Líneas de agua y lodos	154,80	108,41	96,80	85,67	83,38	85,87
		Desinfección sin filtrado	4,21	5,27	6,36	7,49	9,21	12,65
		Desinfección con filtrado	2,96	3,57	4,42	5,20	6,38	8,77
		Desinfección efluentes nitrificados	2,33	2,85	3,41	4,00	4,91	6,75
		Costo total de O&M	**157,13**	**111,26**	**100,21**	**89,67**	**88,29**	**92,62**
	Valles	Líneas de agua y lodos	145,81	94,12	78,02	60,27	56,40	54,79
		Desinfección sin filtrado	7,08	8,14	9,23	10,37	12,08	15,53
		Desinfección con filtrado	4,95	5,67	6,41	7,19	8,38	10,77
		Desinfección efluentes nitrificados	3,86	4,38	4,94	5,54	6,45	8,28
		Costo total de O&M	**149,67**	**98,50**	**82,96**	**65,81**	**62,85**	**63,07**
	Llanos	Líneas de agua y lodos	136,82	83,62	67,25	49,14	44,89	41,89
		Desinfección sin filtrado	7,66	9,29	10,38	12,09	13,90	17,25
		Desinfección con filtrado	5,34	6,47	7,21	8,40	9,58	11,98
		Desinfección efluentes nitrificados	4,17	5,00	5,56	6,46	7,37	9,20
		Costo total de O&M	**140,99**	**88,62**	**72,81**	**55,60**	**52,26**	**51,09**

Al igual que en el caso de los costos de construcción, en un análisis de alternativas debería hacerse una estimación de los costos de operación y mantenimiento de las tecnologías que se plantean, teniendo en cuenta las circunstancias locales pero, en ausencia de esta información, se podrían tomar las tablas anteriores como referencia, teniendo en cuenta las variaciones que supondrían las circunstancias específicas concretas de cada situación, como podría ser la existencia de bombeos, o el costo de gestión en rellenos sanitarios de los lodos.

La valoración de este criterio de selección puede realizarse puntuando directamente en función de los costos de cada alternativa, o clasificando los costos de operación y mantenimiento en función de los porcentajes de incremento, o disminución, sobre el valor medio de los costos de todas las alternativas. En el primer caso, se pueden cometer errores en las situaciones en las que los costos de operación y mantenimiento de algunos tratamientos sean muy dispares. Para evitar estos problemas, se recomienda establecer varios niveles, tal y como puede ver en la tabla siguiente.

Tabla 12.16. Valoración del criterio costos de operación y mantenimiento.

Complejidad	Valoración
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

A la hora de la evaluación de los costos de construcción y de operación y mantenimiento, además de los costos asociados a la propia PTAR, deben considerarse también los relacionados con los colectores, emisarios y posibles bombeos. Todos estos costos deben obtenerse de la forma más aproximada posible, para posteriormente analizar la viabilidad económica del proyecto, teniendo en cuenta el presupuesto disponible.

12.3 Los criterios limitantes

Una vez establecidos los criterios de selección, deben seleccionarse aquellos, que para la situación concreta que se analiza, pueden ser limitantes para alguna de las alternativas de tratamiento propuestas, haciendo que estas queden excluidas desde el principio.

Se analizan a continuación, los posibles criterios limitantes:

- **Calidad del efluente depurado:** el cumplimiento de la normativa boliviana de vertidos de aguas residuales tratadas a los cuerpos receptores constituye, en sí misma, un criterio limitante. Cumplido este requisito, se puede valorar la calidad de los efluente obtenidos en cada línea de tratamiento, en lo referente a su ***capacidad de eliminar nutrientes, nitrificar, o eliminar patógenos,*** en aquellos casos en que se vierta a zonas sensibles, zonas con valor piscícola, zonas próximas a captaciones de agua potable, o cuando se reusen las aguas tratadas.

- **Terrenos disponibles para la construcción de la PTAR:** la superficie de terreno disponible para la ubicación de la planta de tratamiento puede ser un factor limitante, e impedir la construcción de tratamientos que presenten elevados requisitos de superficie por habitante servido (tratamientos de carácter extensivo). De existir terreno suficiente, también podría ser limitante el coste de los mismos, en caso de precios muy elevados, si bien, este aspecto debería recogerse en el apartado de costos de construcción.

  También, las propias ***características de los terrenos disponibles*** (topografía, geotecnia, nivel freático, etc.), pueden limitar o condicionar la implementación de algunos tratamientos. En general, los problemas derivados de las características del terreno repercuten negativamente en mayores costes de construcción, al complicar las soluciones constructivas. En algunos casos extremos, podrían eliminarse aquellas alternativas cuya adecuación al tipo de terreno existente sea más problemática.

- **Características ambientales de la zona de intervención:** dentro de estas características destaca la influencia de la temperatura sobre los procesos biológicos de depuración, llegando a constituir las bajas temperaturas (por debajo de los 15 ºC en las aguas a tratar), un factor limitante para la construcción de los tratamientos que se basan en procesos anaerobios, caso de los Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) y de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA).

- **Impactos medioambientales:** 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 aplicación de sistemas antiruidos.

- **Operación y mantenimiento:** 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.

- **Costos de construcción y de operación y mantenimiento:** la disponibilidad económica para hacer frente a los costos de construcción y de operación y mantenimiento de determinados tratamientos en un entorno socioeconómico determinado, puede constituirse en otro criterio de carácter limitante. Así, en entornos con recursos económicos y técnicos limitados para afrontar la construcción y la operación y mantenimiento de una PTAR, ciertas alternativas, más sofisticadas, quedan descartadas desde el inicio.

No es posible hacer un catálogo completo de los criterios limitantes, siendo misión de los técnicos evaluadores establecer estas limitaciones para cada caso concreto. Siempre que se den circunstancias evidentes, aplicando el sentido común, se puede reducir rápidamente el número de alternativas y de criterios de selección a considerar, simplificando así el proceso de selección.

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. Debe insistirse en que la determinación de los criterios limitantes siempre va a depender de las circunstancias locales que rodean al proyecto, y deben ser determinados por los técnicos responsables de la selección *(del Río, 2017)*.

12.4 La ponderación de los criterios de selección

Cada criterio de selección se debe ponderar con un peso, que dependiendo de la importancia relativa que tenga en relación con los demás, será mayor o menor. Esta ponderación dependerá fundamentalmente de las circunstancias concretas que rodeen al proyecto, por lo que variará según el caso, y se podrá llevar a cabo de mejor o peor forma dependiendo de la profundidad con que se hayan realizado los estudios previos.

El sistema de ponderación es potestativo del evaluador, pero siempre deberá ser explicado para que todas las entidades que intervienen en el proyecto puedan conocer su justificación.

Las formas más habituales de otorgar estos pesos son las siguientes:

- Establecimiento de un peso para cada criterio, como un porcentaje de un total de 100.

- Clasificando la importancia de cada factor en una gama de niveles y asignando un peso a cada uno de esos niveles, tal como se muestra en la Tabla 12.17, en la que se establecen cuatro niveles, que luego se introducen como coeficientes multiplicadores.

Tabla 12.17. Ponderación de los criterios de selección.

Nivel	Peso
Muy importante	4
Importante	3
Media importancia	2
Poco importante	1

12.5 La valoración de cada alternativa respecto a cada criterio de selección

Una vez que se han limitado las alternativas apropiadas de acuerdo con los criterios limitantes, cada una de las alternativas válidas debe evaluarse teniendo en cuenta el resto criterios de selección, lo que permitirá posteriormente compararlas entre sí.

Algunos de los criterios limitantes también pueden participar en el proceso de selección, como podría ser el caso de la calidad de los efluentes tratados, que podría ser limitante de acuerdo con la normativa de vertido vigente, pero también podría ser valorable, puesto que una mejor calidad puede ser un aspecto a valorar positivamente en la selección del tratamiento de depuración.

Es importante mantener un orden en la evaluación, en el que cada alternativa se valora de forma comparada a las otras en relación a cada uno de los criterios de selección. Esta valoración puede realizarse de forma cuantitativa, estableciendo una escala arbitraria, por ejemplo de 1 a 5.

Estas valoraciones están sujetas a variaciones, por un lado porque existe cierto grado de subjetividad en el evaluador y, por otro, porque en algunos casos influyen las circunstancias locales. Por ello, la valoración establecida dependerá

mucho del criterio del técnico responsable de la selección, que deberá justificar en todo caso los valores adoptados. Para esta justificación podrían utilizarse las tablas de carácter genérico que se incluyen en este capítulo, pero teniendo en cuenta las circunstancias locales.

12.6 La matriz de decisión

Finalmente, se suman todas las valoraciones dadas a cada alternativa, ponderando cada factor del sumatorio por su peso correspondiente. La fórmula a aplicar para valorar cuantitativamente cada posible alternativa, es la siguiente:

Siendo:

$$V_{A1} = \Sigma\, P(f_i) * V_{A1}(f_i) = P(f_1) * V_{A1}(f_1) + P(f_2) * V_{A1}(f_2) + ...+P(f_n) * V_{A1}(f_n)$$

$$V_{A2} = \Sigma P(f_i) * V_{A2}(f_i) = P(f_1) * V_{A2}(f_1) + P(f_2) * V_{A2}(f_2) + ...+P(f_n) * V_{A2}(f_n)$$

V_A: valoración global dada a una tecnología determinada (A).
P(fi): ponderación dada al criterio de selección (fi), que dependerá de las circunstancias concretas que rodean al proyecto.
V_A(fi): valoración dada a una tecnología determinada (A) respecto a un factor (i).

Al final del proceso, se generan tablas resumen para cada criterio de selección, en las que se muestran las valoraciones establecidas para cada alternativa respecto a ese criterio (Tabla 12.18), y una tabla global con todas las alternativas, en la que aparece la valoración global de cada una de ellas (Tabla 12.19), lo que permite compararlas entre sí de forma simple, mostrando, además, cuales son los factores que más han condicionado la selección final.

Tabla 12.18. Tabla de cada criterio de selección.

Alternativas	Valoración	Ponderación	Total (V*P)
Alternativa A_1	V_{A1}(fi)	P(fi)	V_{A1}(fi)* P(fi)
Alternativa A_2	V_{A2}(fi)	P(fi)	V_{A2}(fi)* P(fi)
Alternativa A_3	V_{A3}(fi)	P(fi)	V_{A3}(fi)* P(fi)
...	...	...	...
TOTAL			

Tabla 12.19. Tabla resumen de selección de alternativas.

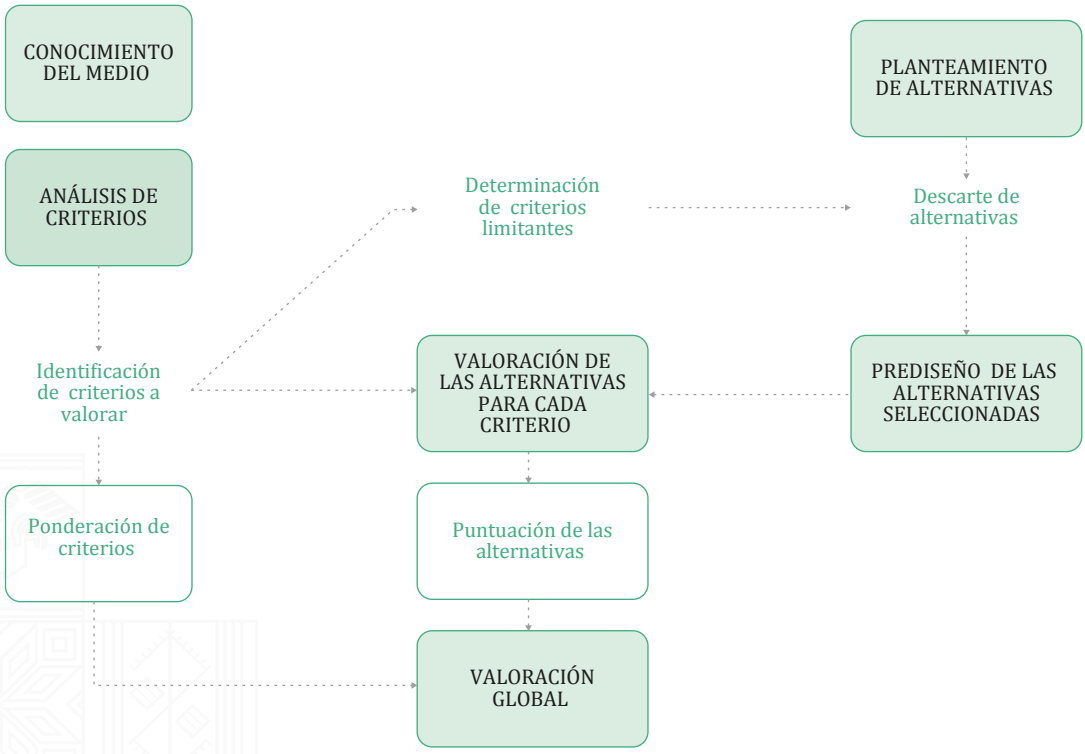
Tabla resumen comparativa entre las distintas alternativas						
Criterios de selección	**A_1**	**A_2**	**A_3**	**A_4**	**A_5**	**...**
A. EFICACIA DE REMOCIÓN						
A.1. Calidad exigida a los efluentes tratados						
A.2. Tipo de contaminación de las aguas residuales a tratar.						
A.3. Tolerancia a las variaciones de caudal y carga						
B. TERRENOS DISPONIBLES						
B.1. Superficie disponible						
B.2. Características constructivas de los terreno						
C. ACEPTACIÓN SOCIAL						
C.1. Aceptación por parte de la población						
C.2. Aceptación por parte de la entidad explotadora						
D. CARACTERÍSTICAS MEDIOAMBIENTALES						
D.1. Temperatura						
D.2. Pluviometría						
D.3. Altitud						
E. IMPACTOS AMBIENTALES						
E.1. Producción de malos olores						
E.2. Generación de gases de efecto invernadero						
E.3. Generación de ruidos						
E.4. Impacto visual						
F. GENERACIÓN DE LODOS						
F.1. Cantidad de lodos generados						
F.2. Estabilidad de los lodos generados						
G. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO						
G.1. Requerimientos de personal cualificado						
G.2. Disponibilidad de repuestos y de servicio técnico						
H. COSTOS DE CONSTRUCCIÓN Y DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO						
H.1. Costos de construcción						
H.2. Costos de operación y mantenimiento						
TOTAL						

12.7 La selección final

Después de llevar a cabo todo el proceso de selección, no tiene por qué existir una única alternativa como solución (aquella que alcance una mayor puntuación). Si dos o más alternativas tienen valoraciones finales semejantes, a partir de la comparación de los aspectos en que más se diferencien y, en especial de las preferencias del operador, se podrá tomar la decisión definitiva.

Para finalizar, y a modo de resumen, se adjunta un esquema del proceso de análisis y selección de alternativas, basado en las matrices de selección, aplicado en proyectos de tratamientos de aguas residuales *(López, 2019)*.

Figura 12.2. Esquema del proceso de matrices de selección aplicado en proyectos de depuración de aguas residuales.



Referencias bibliográficas

del Río. I. (2017). Análisis de alternativas y selección de sistemas de depuración. XXV Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, 19-30 noviembre 2017.

López, C. (2019). Análisis de alternativas y selección de sistemas de depuración. XXVII Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid, 18-29 noviembre 2019.

MARM (2010). Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. ISBN: 978-84-491-1071-9.

MARN (2016). 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.

Muñoz, B., Romana, M. (2016). Aplicación de métodos de decisión multicriterio discretos al análisis de alternativas en estudios informativos de infraestructuras de transportes. Pensamiento Matemático. Volumen VI, Número 2. ISSN: 2174-0410.

von Sperling, M y Chernicharo, C. (2005). Biological Wastewater Treatment in Warm Climates Regions. ISBN: 1 843339 002 7. Published by IWA Publishing. London, UK.

ESTADO PLURINACIONAL DE
BOLIVIA

MINISTERIO DE
MEDIO AMBIENTE Y AGUA | VICEMINISTERIO DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO BÁSICO

Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales

Anexos

Contenido

Anexo 1 Detalles constructivos
Anexo 2 Cuadro de precios
Anexo 3 Glosario de términos
Anexo 4 Glosario de unidades

Anexos

Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales

Autoría:

FUNDACIÓN PÚBLICA ANDALUZA
CENTRO DE LAS NUEVAS
TECNOLOGÍAS DEL AGUA (CENTA)
Consejería de Agricultura, Ganadería,
Pesca y Desarrollo Sostenible

Con la colaboración de:

MINISTERIO
DE TRANSPORTES, MOVILIDAD
Y AGENDA URBANA

VICEPRESIDENCIA
TERCERA DEL GOBIERNO

MINISTERIO
PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA
Y EL RETO DEMOGRÁFICO

CEDEX
CENTRO DE ESTUDIOS
Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS

Con el apoyo de:

Cooperación Española

FCAS Fondo de Cooperación para Agua y Saneamiento

BID
Banco Interamericano de Desarrollo

Diagramación y diseño: Financiado a través del Fondo AquaFund,
un fondo del BID apoyado por la AECID, el Gobierno de Suiza y Austria y la Fundación PepsiCo.

Contenido

Prefacio 5

Resolución Ministerial 9

Presentación - Ministro de Medio Ambiente y Agua 13

Presentación - Viceministro de Agua Potable y Saneamiento Básico 15

MÓDULO 0

Capítulo 1 Introducción 31

1.1 Antecedentes y justificación 33

1.2 Objetivos 34

1.3 Enfoque 35

1.4 Metodología 37

1.5 Estructura de la Guía técnica para la selección y diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales 37

Referencias bibliográficas 41

Capítulo 2 Condicionantes del desarrollo del tratamiento de las aguas residuales en Bolivia 43

2.1 Características del territorio 46

2.1.1 Organización administrativa 46

2.1.2 Demografía 47

2.1.3 Zonas ecológicas y climatología 50

2.1.4 Usos y calidad de las masas de agua 53

2.2 Saneamiento 54

2.2.1 Marco competencial 54

2.2.2 Marco normativo 57

2.2.3 Planificación 60
2.2.4 Gestión 61
2.2.5 El estado actual del saneamiento 62
2.2.6 Gestión de los residuos 72
2.2.7 Gestión de las aguas pluviales 74

Referencias bibliográficas 75

Capítulo 3 La contaminación de las aguas y su tratamiento 77

3.1 La contaminación de las aguas 79

3.2 Los principales contaminantes de las aguas residuales 81

3.3 El tratamiento de las aguas residuales urbanas 85
3.1.1 Mecanismos de eliminación de los contaminantes 86

Referencias bibliográficas 99

MÓDULO 1

Capítulo 4 Información básica para la redacción de proyectos de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) 115

4.1 Normas técnicas existentes 118

4.2 Información de carácter administrativo 119

4.3 Población servida y población horizonte del proyecto 120

4.4 Instalaciones existentes de abastecimiento, alcantarillado y tratamiento de aguas residuales 124

4.5 Gestión de los sistemas de abastecimiento y saneamiento 127

4.6 Condicionantes para la selección del terreno en el que ubicar la PTAR 128

4.7 Condicionantes climáticas y geográficas del área de intervención 131

4.8 La gestión de las aguas de lluvia 132

4.9 Características del agua residual a tratar (caudales y cargas contaminantes), en los distintos horizontes temporales previstos 133
4.9.1 Campañas de aforo y muestreo de las aguas residuales 135
4.9.2 Estimación de los caudales y cargas a tratar en la PTAR 138

4.10 Calidad exigida al efluente tratado 141
4.11 Posible reúso de los efluentes tratados 143
Referencias bibliográficas 146

Capítulo 5 Líneas de tratamiento adoptadas y aspectos considerados en los dimensionamientos básicos 147

5.1 Consideraciones previas 150
5.2 Análisis de los tratamientos a considerar 151
5.2.1 Pretratamiento 152
5.2.2 Tratamientos primarios 152
5.2.3 Tratamientos anaerobios 153
5.2.4 Tratamientos extensivos 156
5.2.5 Tratamientos intensivos 158
5.2.6 Tratamientos de desinfección 161
5.2.7 Tratamiento de lodos 163
5.3 Líneas de tratamiento adoptadas 167
5.3.1 Tratamientos anaerobios 168
5.3.2 Tratamientos extensivos 169
5.3.3 Tratamientos intensivos 172
5.4 Aspectos considerados en cada tratamiento 174
5.4.1 Fundamentos 174
5.4.2 Rendimientos 174
5.4.3 Producción de lodos 175
5.4.4 Generación de biogás 175
5.4.5 Consumo de energía eléctrica 175
5.4.6 Dimensionamiento 175
5.4.7 Líneas de tratamiento 176
5.4.8 Características de las líneas de tratamiento 176
5.5 Dimensionamientos básicos a efectos de comparar tecnologías 179
5.5.1 Bases de partida 179
5.5.2 Consideraciones para las estimaciones de superficie, costos de construcción y de operación y mantenimiento 183
Referencias bibliográficas 192

Capítulo 6 Pozo de gruesos, obra de llegada, pretratamiento, medición de caudal y tratamientos primarios 193

6.1 Pozo de gruesos 196

6.2 Obra de llegada 197

6.2.1 Descripción y fundamentos 197

6.2.2 Criterios de dimensionamiento 198

6.2.3 Operación y mantenimiento 200

6.3 Pretratamiento 200

6.3.1 Desbaste 201

6.3.2 Desarenado 213

6.3.3 Desengrasado 221

6.3.4 Desarenado-desengrasado 224

6.3.5 Características constructivas de las etapas del pretratamiento 226

6.3.6 Operación y mantenimiento de las etapas del pretratamiento 228

6.3.7 Pretratamiento manual ***vs.*** mecanizado 232

6.4 Medición de caudales 233

6.4.1 Medición de caudal en canales abiertos 234

6.4.2 Medidores de caudal en conducciones en carga 236

6.4.3 Operación y mantenimiento 238

6.5 Tratamientos primarios 239

6.5.1 Tanque Sépticos 239

6.5.2 Tanques Imhoff 248

6.5.3 Sedimentación Primaria 258

Referencias bibliográficas 269

MÓDULO 2

Capítulo 7 Tratamientos secundarios 287

7.1 Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA) 289

7.1.1 Fundamentos 289

7.1.2 Rendimientos 292

7.1.3 Producción de lodos 293

7.1.4 Generación de biogás 293

7.1.5 Consumo de energía eléctrica 293

7.1.6 Dimensionamiento 293
7.1.7 Línea de tratamiento propuesta 296
7.1.8 Características constructivas 308
7.1.9 Operación y mantenimiento 313
7.1.10 Ventajas e inconvenientes 315
Referencias bibliográficas 316
7.2 Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) 317
7.2.1 Fundamentos 317
7.2.2 Rendimientos 322
7.2.3 Producción de lodos 322
7.2.4 Generación de biogás 323
7.2.5 Consumo de energía eléctrica 324
7.2.6 Dimensionamiento 324
7.2.7 Línea de tratamiento propuesta 334
7.2.8 Características constructivas 346
7.2.9 Operación y mantenimiento 358
7.2.10 Ventajas e inconvenientes 360
Referencias bibliográficas 362
7.3 Lagunas de Estabilización 364
7.3.1 Fundamentos 364
7.3.2 Rendimientos 370
7.3.3 Producción de lodos 375
7.3.4 Consumo de energía eléctrica 376
7.3.5 Dimensionamiento 376
7.3.6 Línea de tratamiento propuesta 388
7.3.7 Características constructivas 403
7.3.8 Operación y mantenimiento 409
7.3.9 Ventajas e inconvenientes 411
Referencias bibliográficas 413
7.4 Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial 415
7.4.1 Fundamentos 415
7.4.2 Rendimientos 419
7.4.3 Producción de lodos 420
7.4.4 Consumo de energía eléctrica 420
7.4.5 Dimensionamiento 420

7.4.6 Líneas de tratamiento propuestas 430
7.4.7 Características constructivas 450
7.4.8 Operación y mantenimiento 457
7.4.9 Ventajas e inconvenientes 458
Referencias bibliográficas 460
7.5 Lombrifiltros 461
7.5.1 Fundamentos 461
7.5.2 Rendimientos 464
7.5.3 Producción de lodos 464
7.5.4 Consumo de energía eléctrica 465
7.5.5 Dimensionamiento 465
7.5.6 Línea de tratamiento propuesta 471
7.5.7 Características constructivas 484
7.5.8 Operación y mantenimiento 492
7.5.9 Ventajas e inconvenientes 493
Referencias bibliográficas 495
7.6 Filtros Percoladores 496
7.6.1 Fundamentos 496
7.6.2 Rendimientos 501
7.6.3 Producción de lodos 503
7.6.4 Consumo de energía eléctrica 503
7.6.5 Dimensionamiento 503
7.6.6 Líneas de tratamiento propuesta 515
7.6.7 Características constructivas 555
7.6.8 Operación y mantenimiento 565
7.6.9 Ventajas e inconvenientes 568
Referencias bibliográficas 569
7.7 Contactores Biológicos Rotativos (CBR) 570
7.7.1 Fundamentos 570
7.7.2 Rendimientos 574
7.7.3 Producción de lodos 574
7.7.4 Consumo de energía eléctrica 575
7.7.5 Dimensionamiento 575
7.7.6 Líneas de tratamiento propuesta 585
7.7.7 Características constructivas 608

7.7.8 Operación y mantenimiento 612
7.7.9 Ventajas e inconvenientes 614

Referencias bibliográficas 615

7.8 Aireación Extendida 617
7.8.1 Fundamentos 617
7.8.2 Rendimientos 620
7.8.3 Producción de lodos 621
7.8.4 Consumo de energía eléctrica 621
7.8.5 Dimensionamiento 621
7.8.6 Línea de tratamiento propuesta 650
7.8.7 Características constructivas 664
7.8.8 Operación y mantenimiento 668
7.8.9 Ventajas e inconvenientes 669

Referencias bibliográficas 670

MÓDULO 3

Capítulo 8 Tratamientos para la eliminación de nutrientes 687

8.1 Nitrificación 690
8.1.1 Oxidación de carbono y nitrificación en una sola etapa 693

8.2 Eliminación de nitrógeno 697
8.2.1 Desnitrificación 697

8.3 Eliminación de fósforo 706
8.3.1 Eliminación biológica de fósforo 706
8.3.2 Eliminación química del fósforo 710

8.4 Eliminación conjunta de nitrógeno y fósforo 712
8.4.1 Proceso A^2/O 713
8.4.2 Reactores SBR 714

Referencias bibliográficas 715

Capítulo 9 Tratamientos de desinfección 717

9.1 Características de las aguas tratadas de las diferentes líneas de tratamiento propuestas, a efectos de su desinfección 721

9.2 Tratamientos de desinfección aplicables a las aguas residuales tratadas 721

9.2.1 Cloración 722

9.2.2 Radiación UV 735

9.2.3 Lagunas de Maduración 751

9.2.4 Humedales Artificiales de Flujo Superficial 755

9.3 Selección de tratamientos para la desinfección de las aguas tratadas 763

9.3.1 Líneas de desinfección propuestas 764

Referencias bibliográficas 772

Capítulo 10 Reúso de las aguas tratadas 775

10.1 Visión general del reúso de las aguas tratadas 777

10.2 Beneficios y riesgos del reúso de las aguas tratadas 780

10.2.1 Riesgos del reúso de las aguas tratadas para la salud 782

10.2.2 Evaluación de riesgos en el reúso de las aguas tratadas 785

10.3 Pautas y normativas sobre el reúso de las aguas tratadas 786

10.3.1 Panorámica general 786

10.4 Estado del reúso de las aguas tratadas en Bolivia y en países limítrofes 797

10.4.1 La situación del reúso de aguas tratadas en Bolivia 797

10.4.2 El reúso de aguas tratadas en Brasil 801

10.4.3 El reúso de aguas tratadas en Chile 801

10.4.4 El reúso de aguas tratadas en Paraguay 802

10.4.5 El reúso de aguas tratadas en Perú 803

10.4.6 El reúso de las aguas tratadas en México 804

10.5 Tecnologías de regeneración 804

10.5.1 Tratamientos fisicoquímicos 805

10.5.2 Filtración 810

10.5.3 Tamices 816

10.5.4 Membranas 818

10.6 Esquema básico de un sistema de reúso 819

Referencias bibliográficas 821

Capítulo 11 Tratamiento de lodos 825

11.1 Producción y características de los lodos 828

11.2 Tecnologías de tratamiento 830

11.2.1 Espesamiento de lodos 832

11.2.2 Estabilización de lodos 842

11.2.3 Acondicionamiento de los lodos 857

11.2.4 Deshidratación de lodos 861

11.3 Líneas de tratamiento de lodos propuestas para los dimensionamientos básicos 900

Referencias Bibliográficas 908

Capítulo 12 Criterios de selección de las líneas de tratamiento 911

12.1 Elementos de los problemas de decisión 915

12.2 Metodología multicriterio aplicada a la selección de tratamientos de las aguas residuales 918

12.2.1 Conocimiento técnico 920

12.2.2 Estudios previos 921

12.2.3 Criterios de selección 921

12.3 Los criterios limitantes 948

12.4 La ponderación de los criterios de selección 950

12.5 La valoración de cada alternativa respecto a cada criterio de selección 951

12.6 La matriz de decisión 952

12.7 La selección final 954

Referencias bibliográficas 955

ANEXOS

Anexo 1 Detalles constructivos 971

Anexo 2 Cuadro de precios 989

Anexo 3 Glosario de términos 995

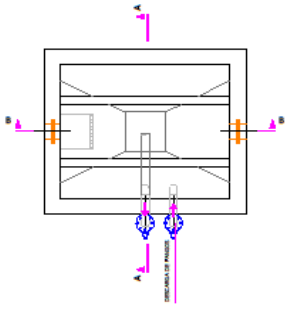
Anexo 4 Glosario de unidades 1047

Anexo 1

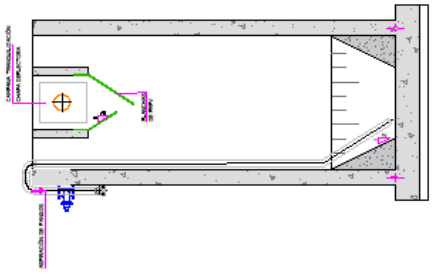
Detalles constructivos

TANQUE IMHOFF

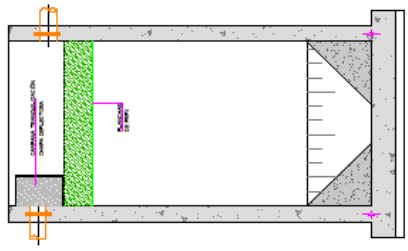
PLANTA (EQUIPOS)



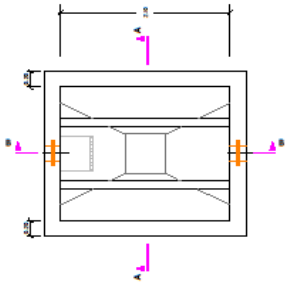
SECCIÓN A-A



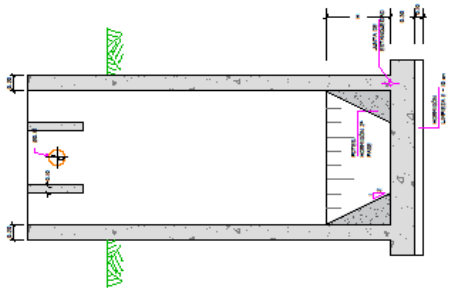
SECCIÓN B-B´



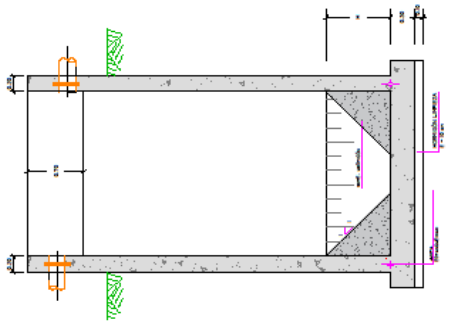
PLANTA (OBRA CIVIL)



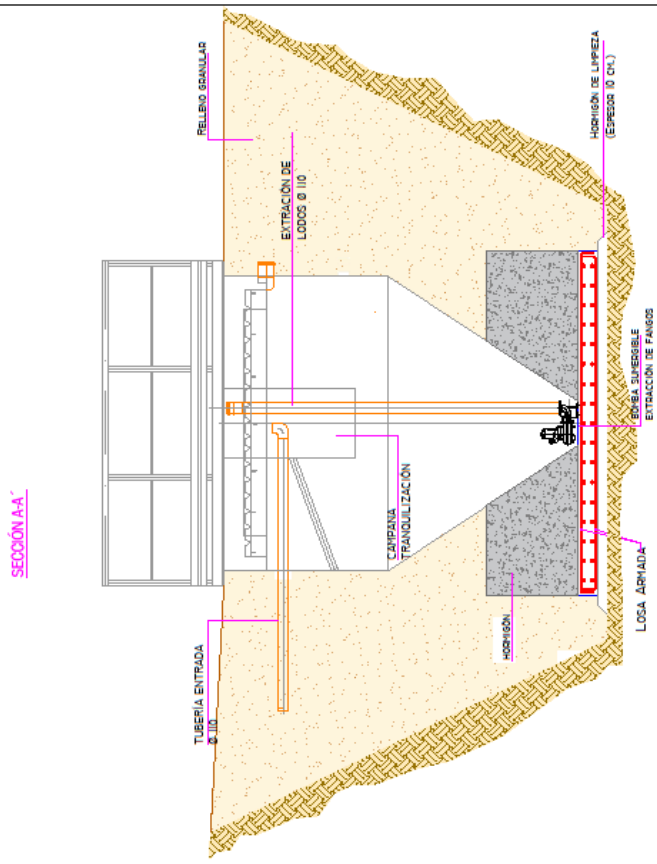
SECCIÓN A-A

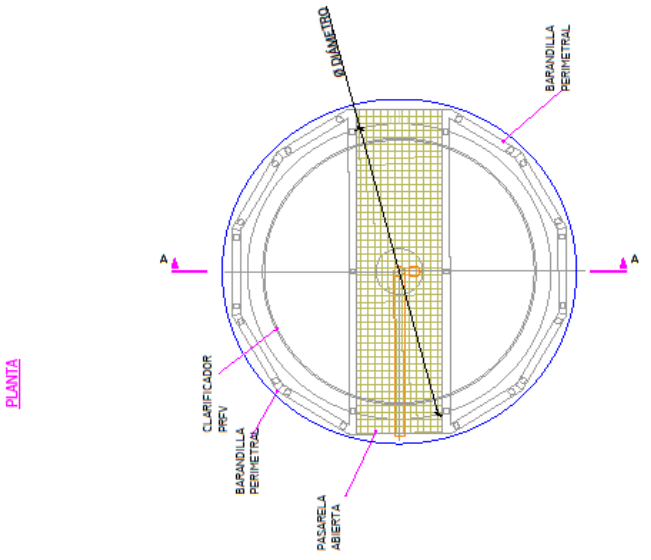


SECCIÓN B-B´

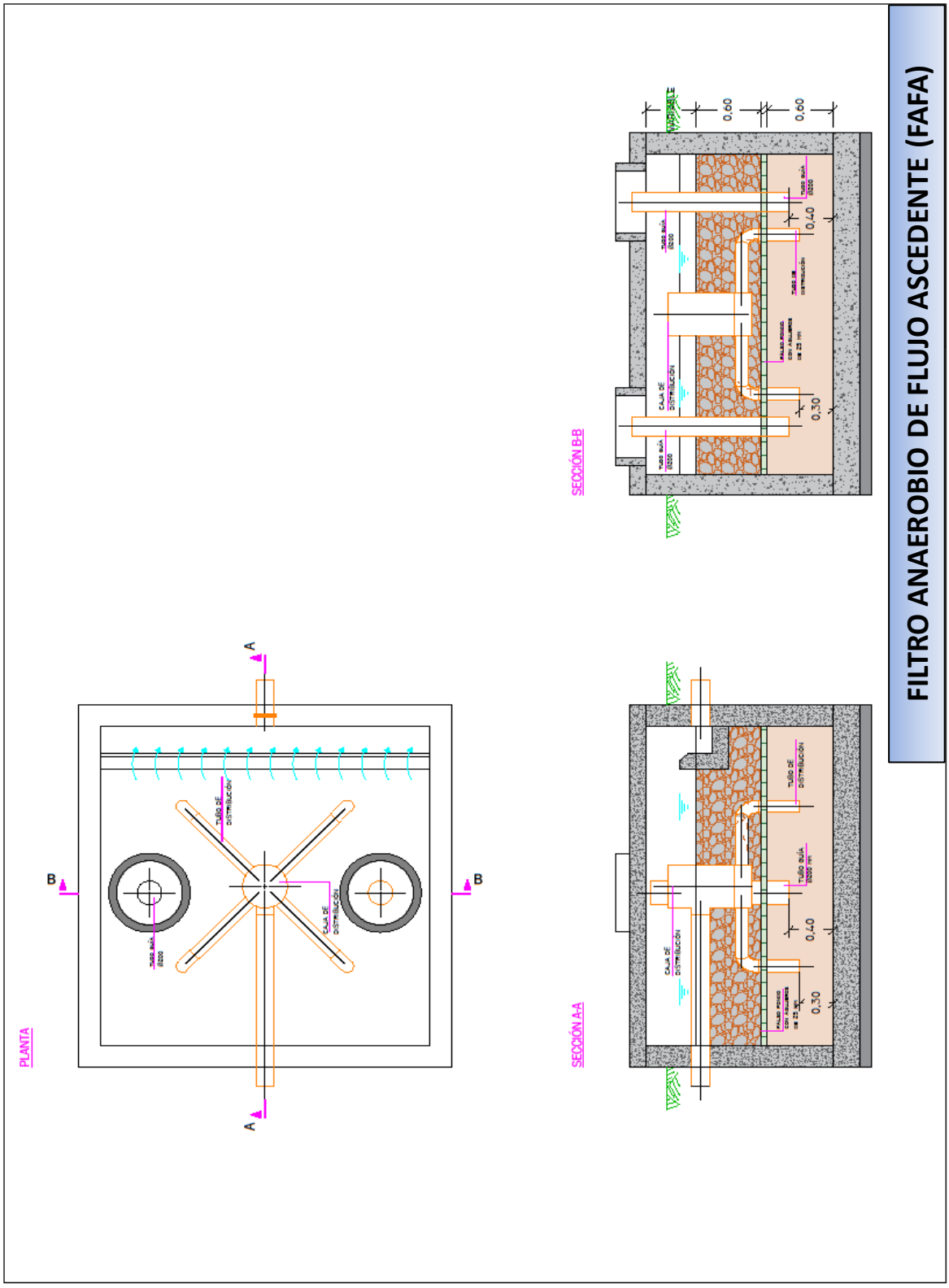


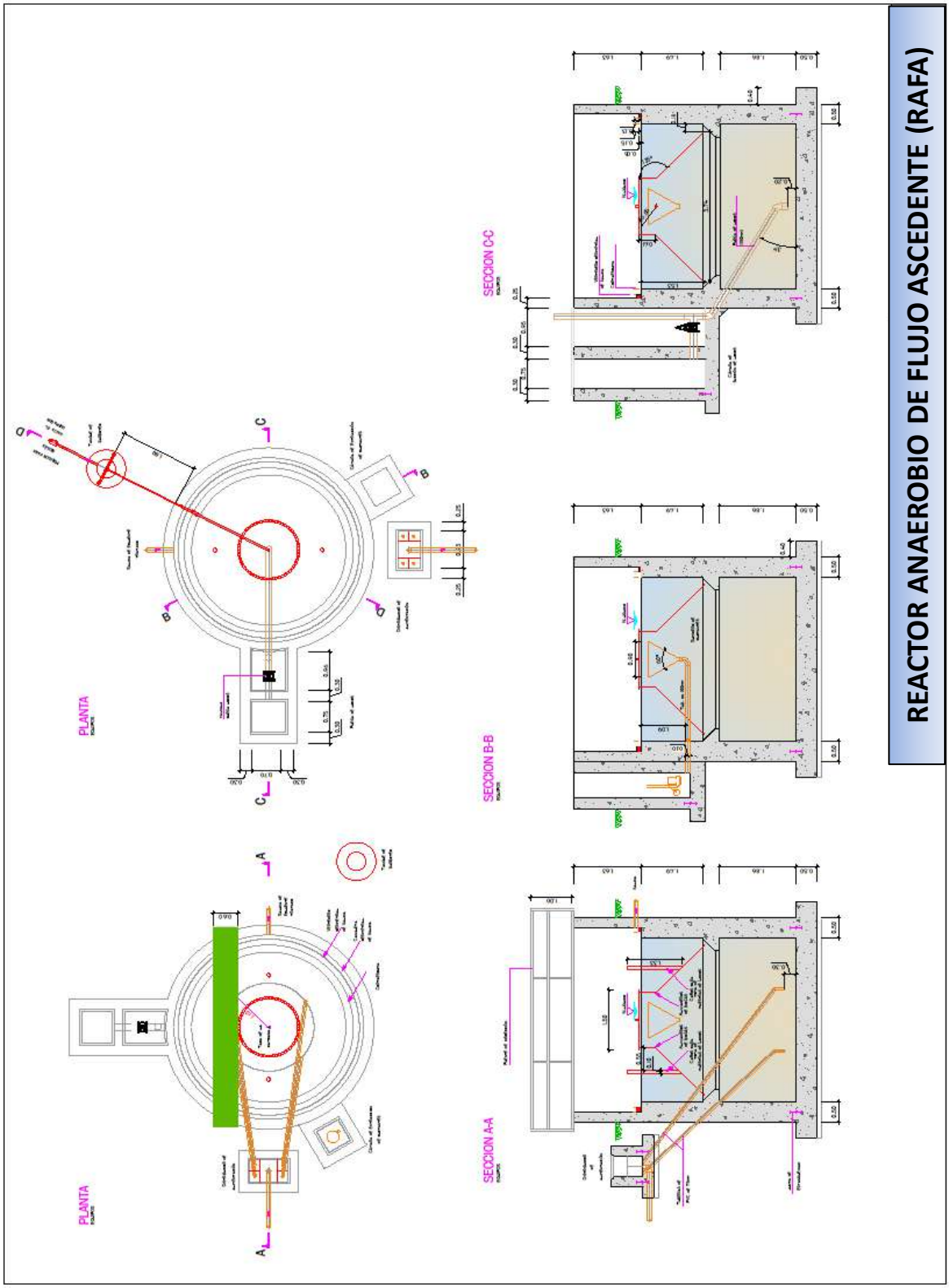
SEDIMENTADOR ESTÁTICO

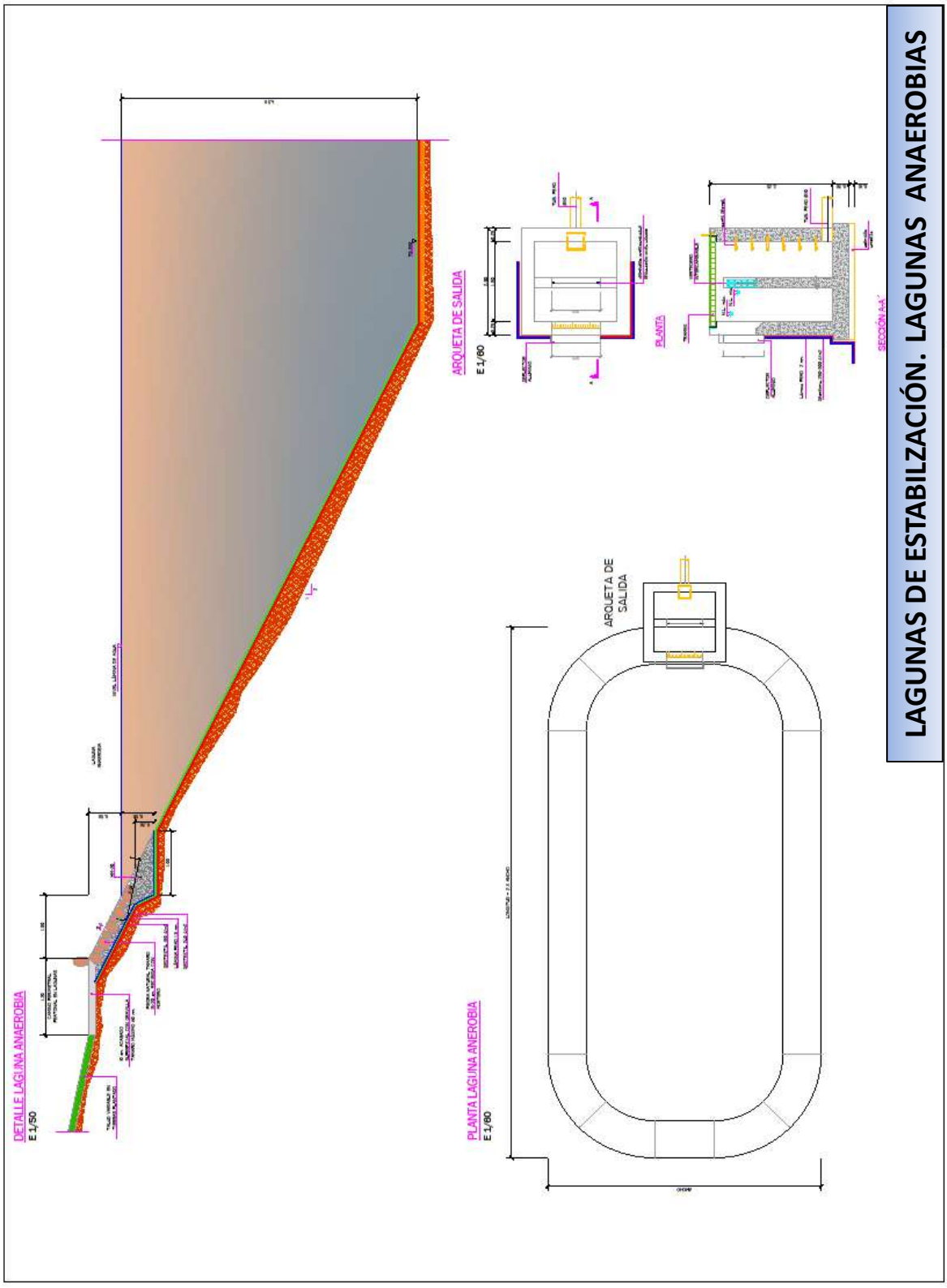


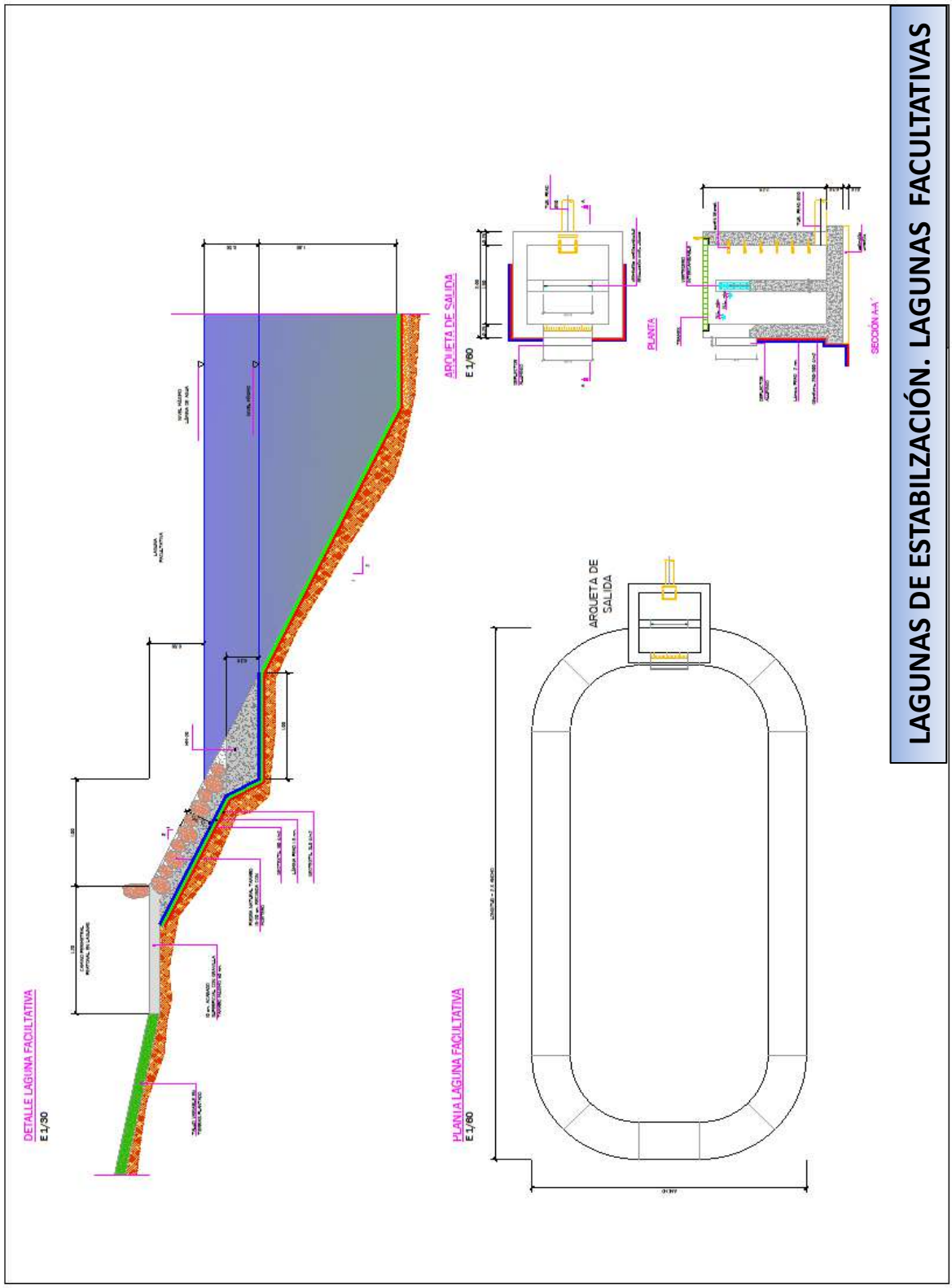


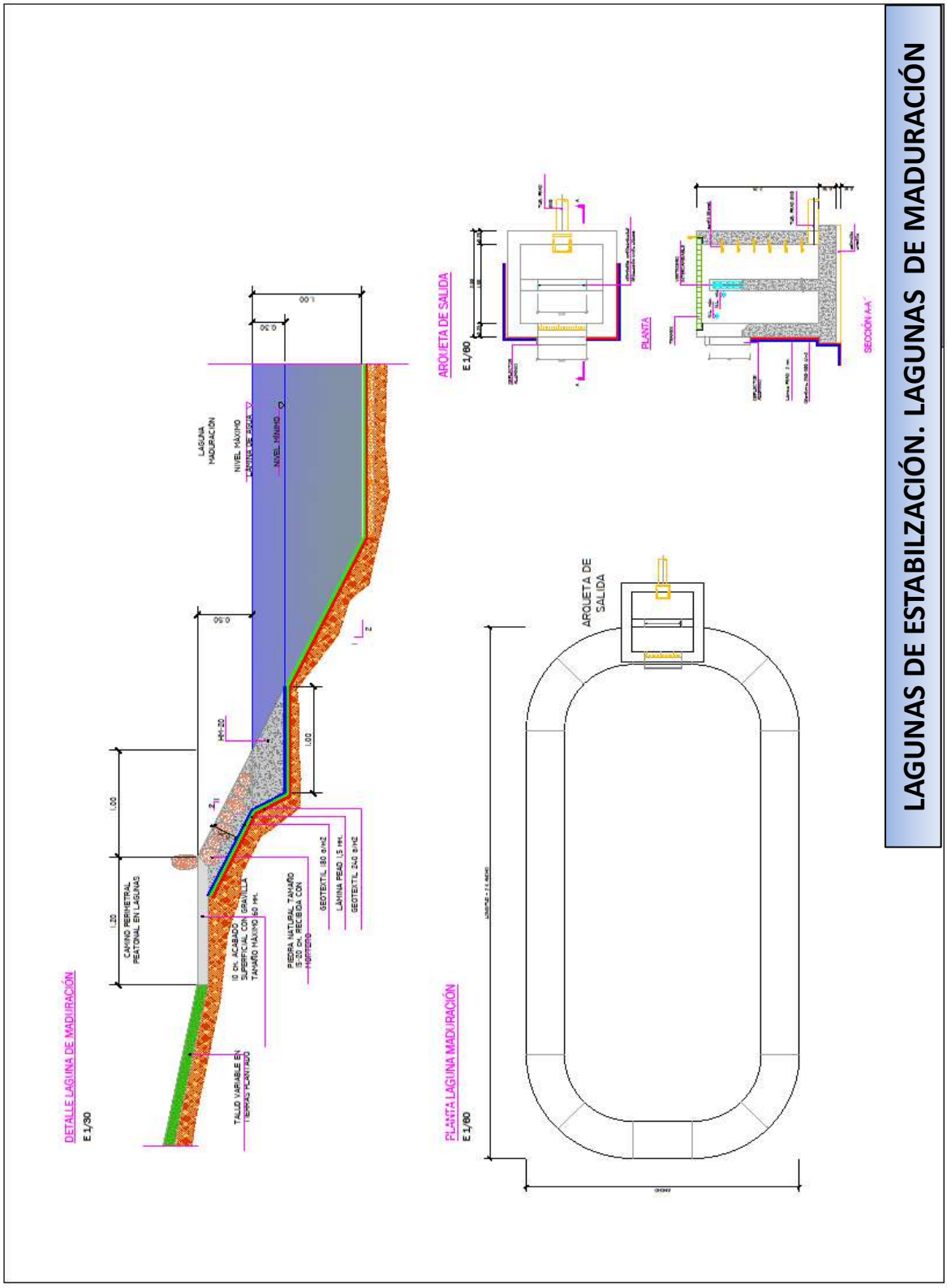
FILTRO ANAEROBIO DE FLUJO ASCEDENTE (FAFA)

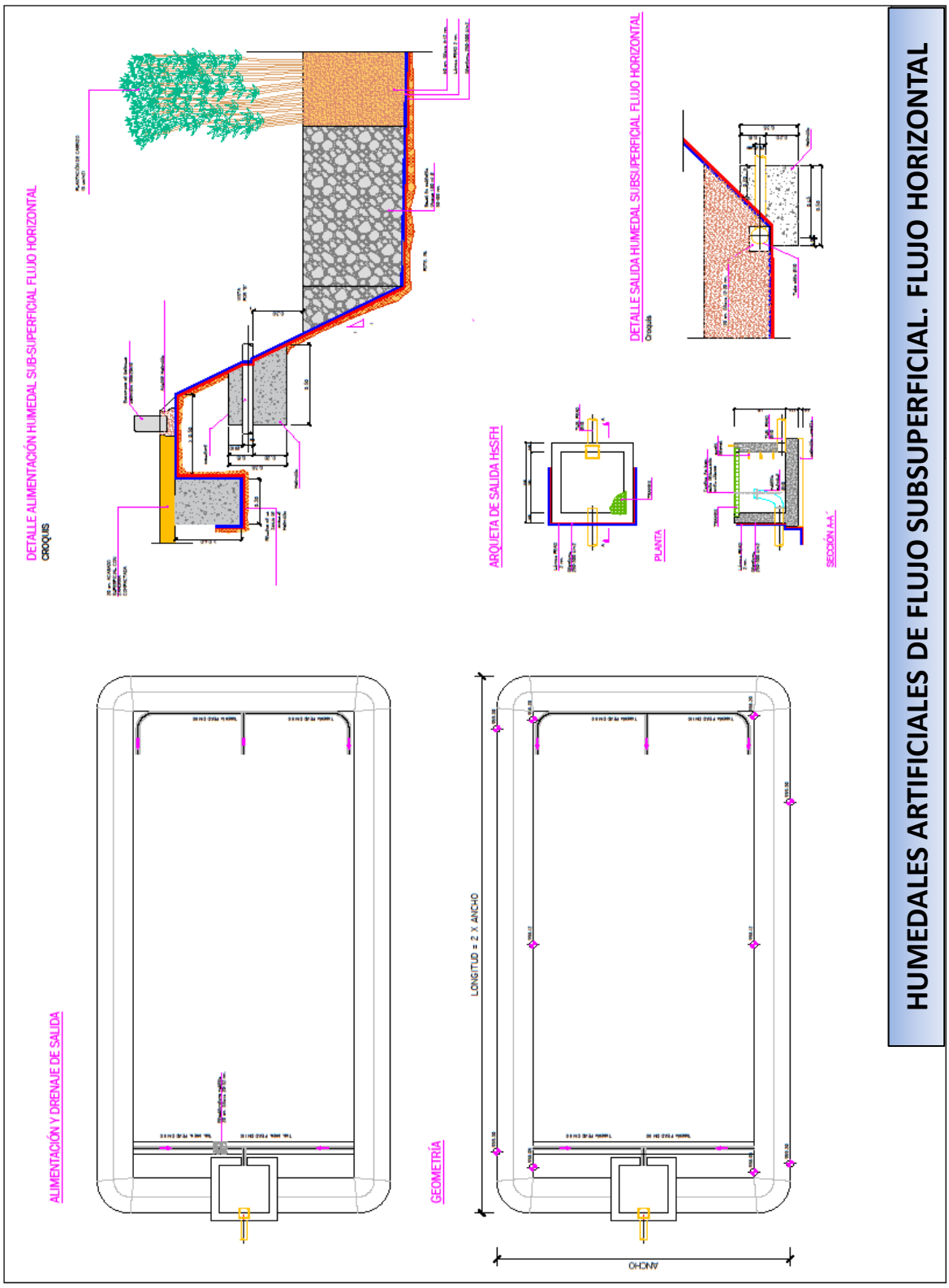


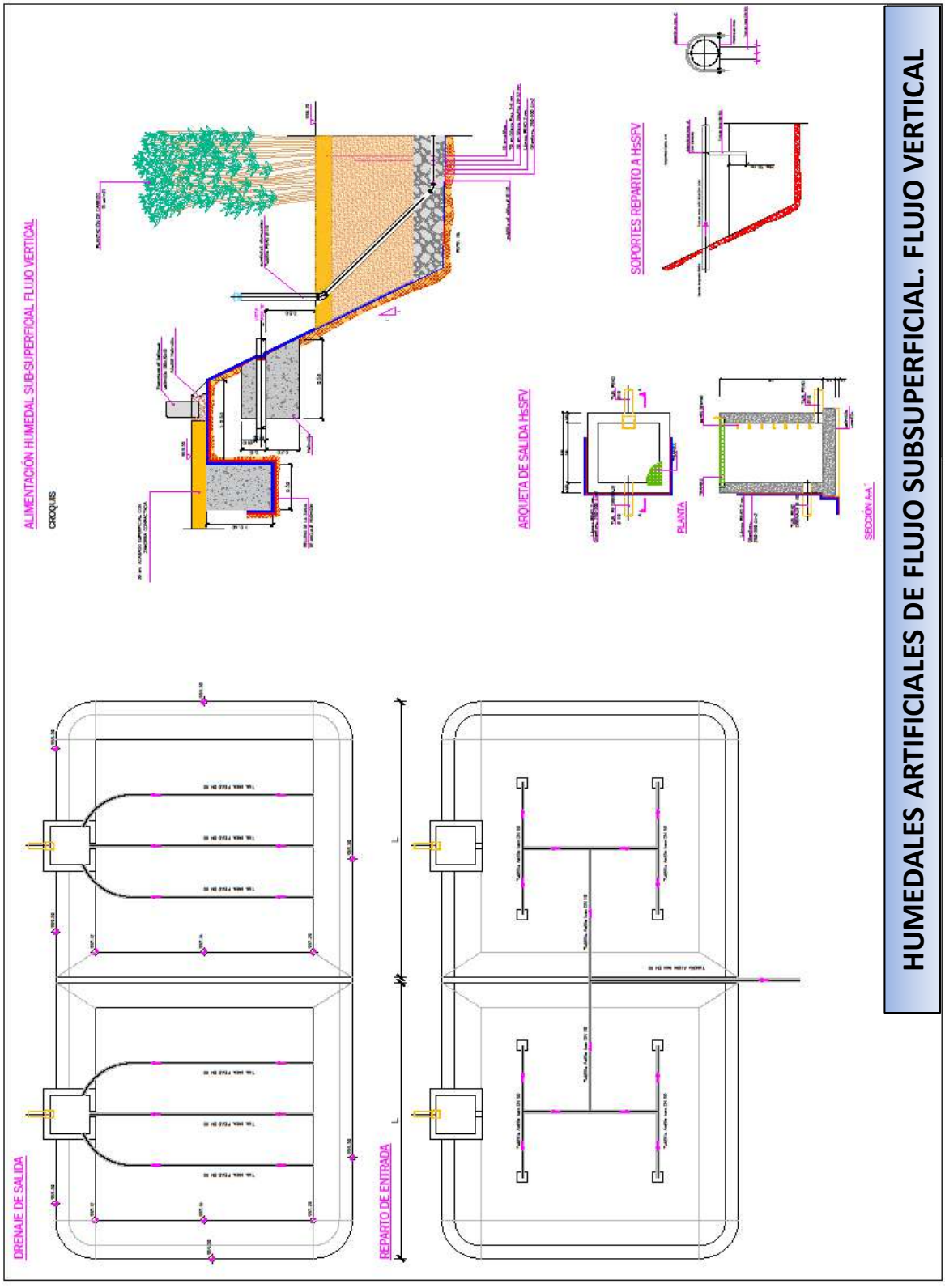

REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (RAFA)
SECCION C-C
SECCION B-B
SECCION A-A
PLANTA
PLANTA


LAGUNAS DE ESTABILZACIÓN. LAGUNAS ANAEROBIAS
DETALLE LAGUNA ANAEROBIA
E 1/50
ARQUETA DE SALIDA
E 1/60
PLANTA
SECCIÓN A-A'
ARQUETA DE SALIDA
PLANTA LAGUNA ANEROBIA
E 1/60

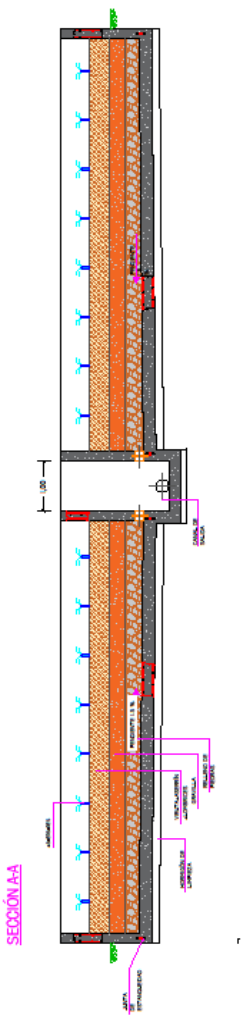

LAGUNAS DE ESTABILZACIÓN. LAGUNAS FACULTATIVAS
DETALLE LAGUNA FACULTATIVA
E 1/30
ARQUETA DE SALIDA
E 1/60
PLANTA
SECCIÓN A-A´
PLANTA LAGUNA FACULTATIVA
E 1/60
ARQUETA DE SALIDA

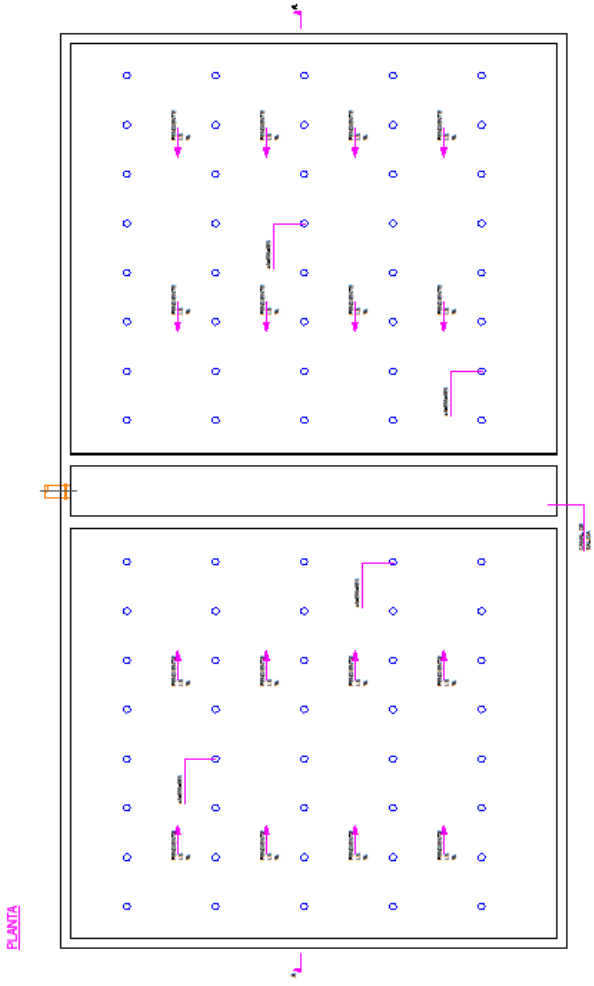

LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN. LAGUNAS DE MADURACIÓN
DETALLE LAGUNA DE MADURACIÓN
E 1/30
CAMINO PERIMETRAL PEATONAL EN LAGUNAS
10 CM. ACABADO SUPERFICIAL CON GRAVILLA TAMAÑO MÁXIMO 40 MM.
PIEDRA NATURAL TAMAÑO 15-20 CM. RECIBIDA CON HORMIGÓN
GEOTEXTIL 180 g/m2
LAMINA PEAD 1,5 MM.
GEOTEXTIL 240 g/m2
TALUD VARIABLE EN TERRAZAS PLANTADO
LAGUNA MADURACION
NIVEL MÁXIMO
NIVEL MINIMO
HM-20
ARQUETA DE SALIDA
E 1/60
PLANTA
SECCIÓN A-A'
PLANTA LAGUNA MADURACIÓN
E 1/60
ARQUETA DE SALIDA


HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL. FLUJO HORIZONTAL
DETALLE ALIMENTACIÓN HUMEDAL SUB-SUPERFICIAL FLUJO HORIZONTAL
CROQUIS
DETALLE SALIDA HUMEDAL SUBSUPERFICIAL FLUJO HORIZONTAL
Croquis
ARQUETA DE SALIDA HsSFH
PLANTA
SECCIÓN A-A'
ALIMENTACIÓN Y DRENAJE DE SALIDA
GEOMETRÍA
LONGITUD = 2 X ANCHO
ANCHO


HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL. FLUJO VERTICAL
ALIMENTACIÓN HUMEDAL SUB-SUPERFICIAL FLUJO VERTICAL
CROQUIS
SOPORTES REPARTO A HsSFV
ARQUETA DE SALIDA HsSFV
PLANTA
SECCIÓN A-A'
DRENAJE DE SALIDA
REPARTO DE ENTRADA

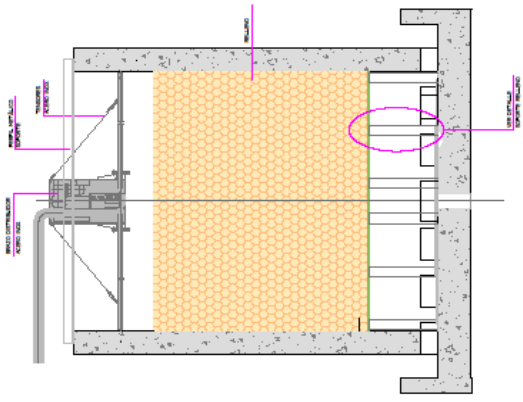
LOMBRIFILTRO



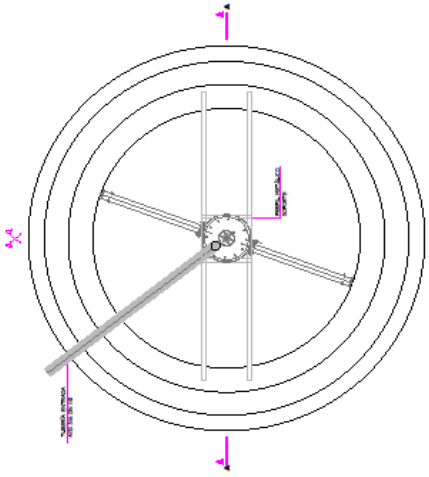


FILTRO PERCOLADOR

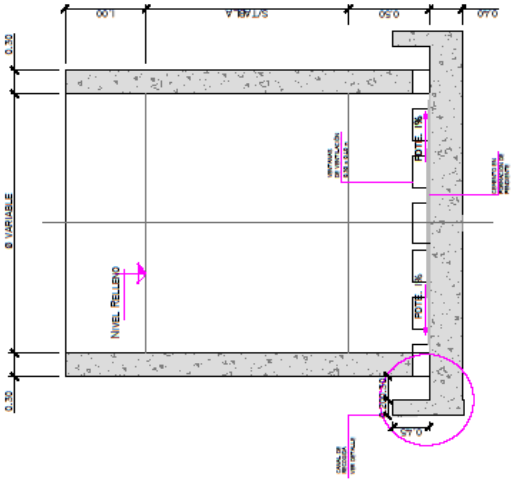
EQUIPOS



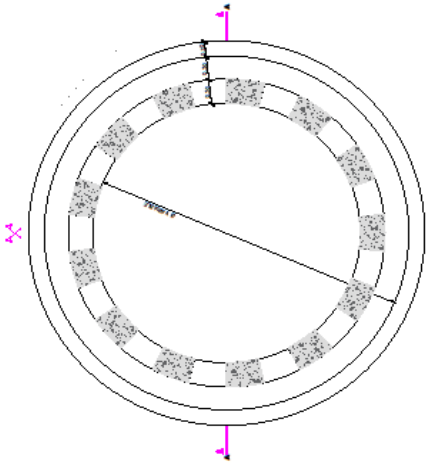
PLANTA EQUIPOS



OBRA CIVIL

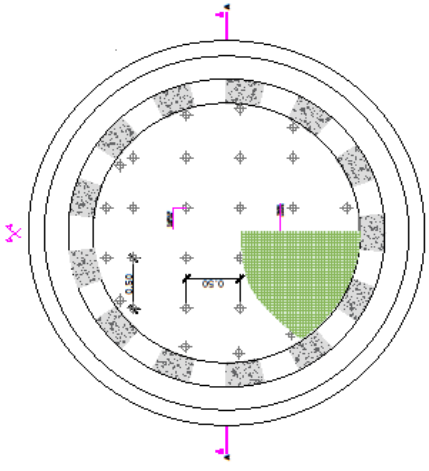


PLANTA OBRA CIVIL

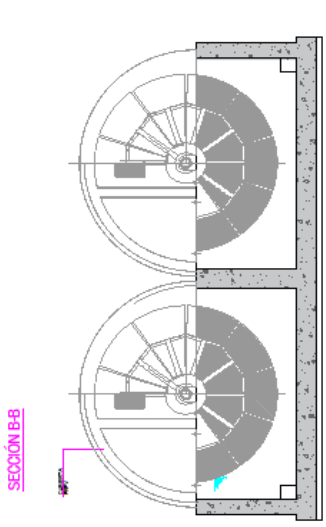


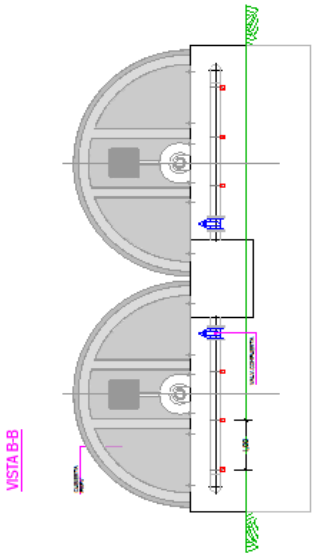
DETALLE SOPORTE RELLENO PLÁSTICO

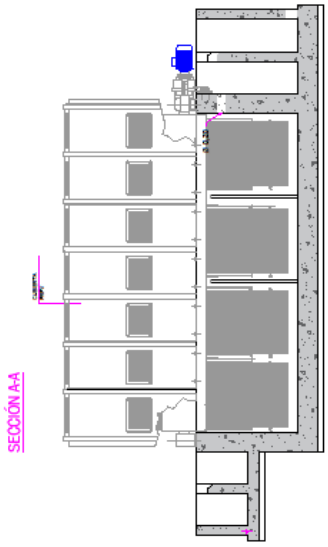
PLANTA SOPORTE RELLENO PLÁSTICO

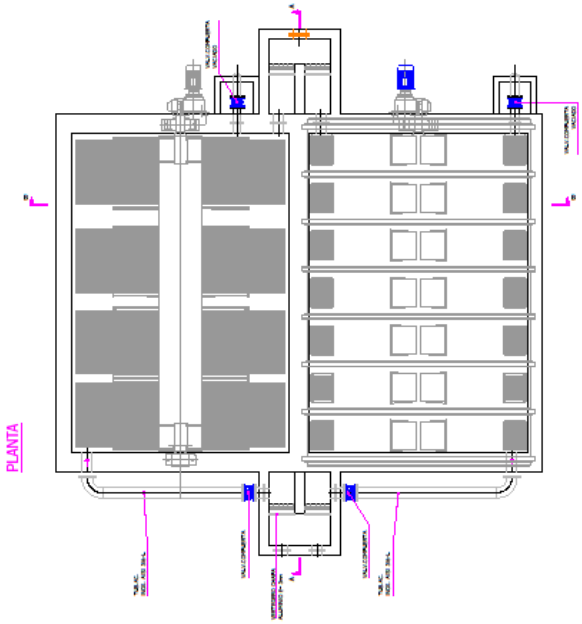


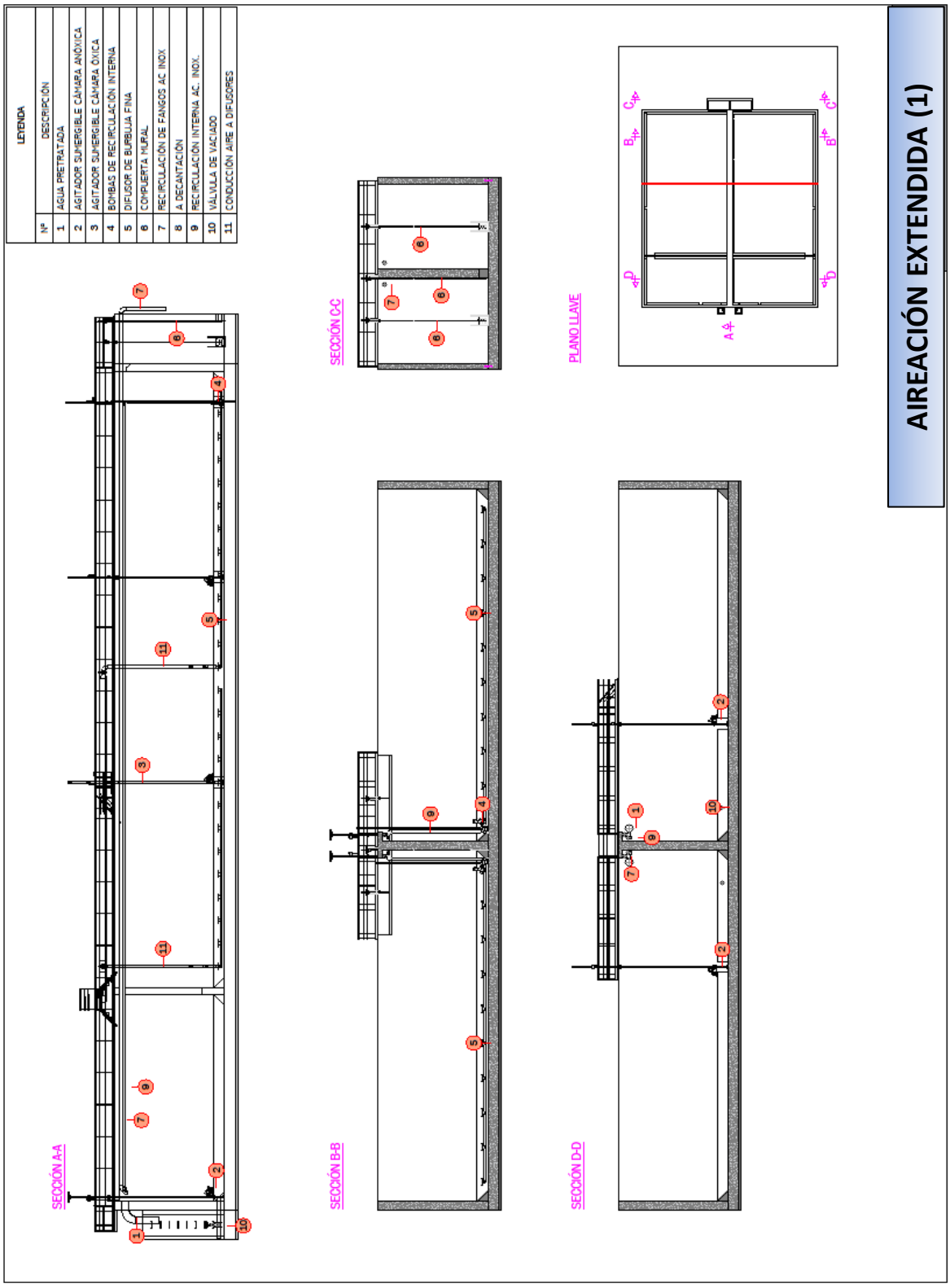
CONTACTORES BIOLÓGICOS ROTATIVOS (CBR)



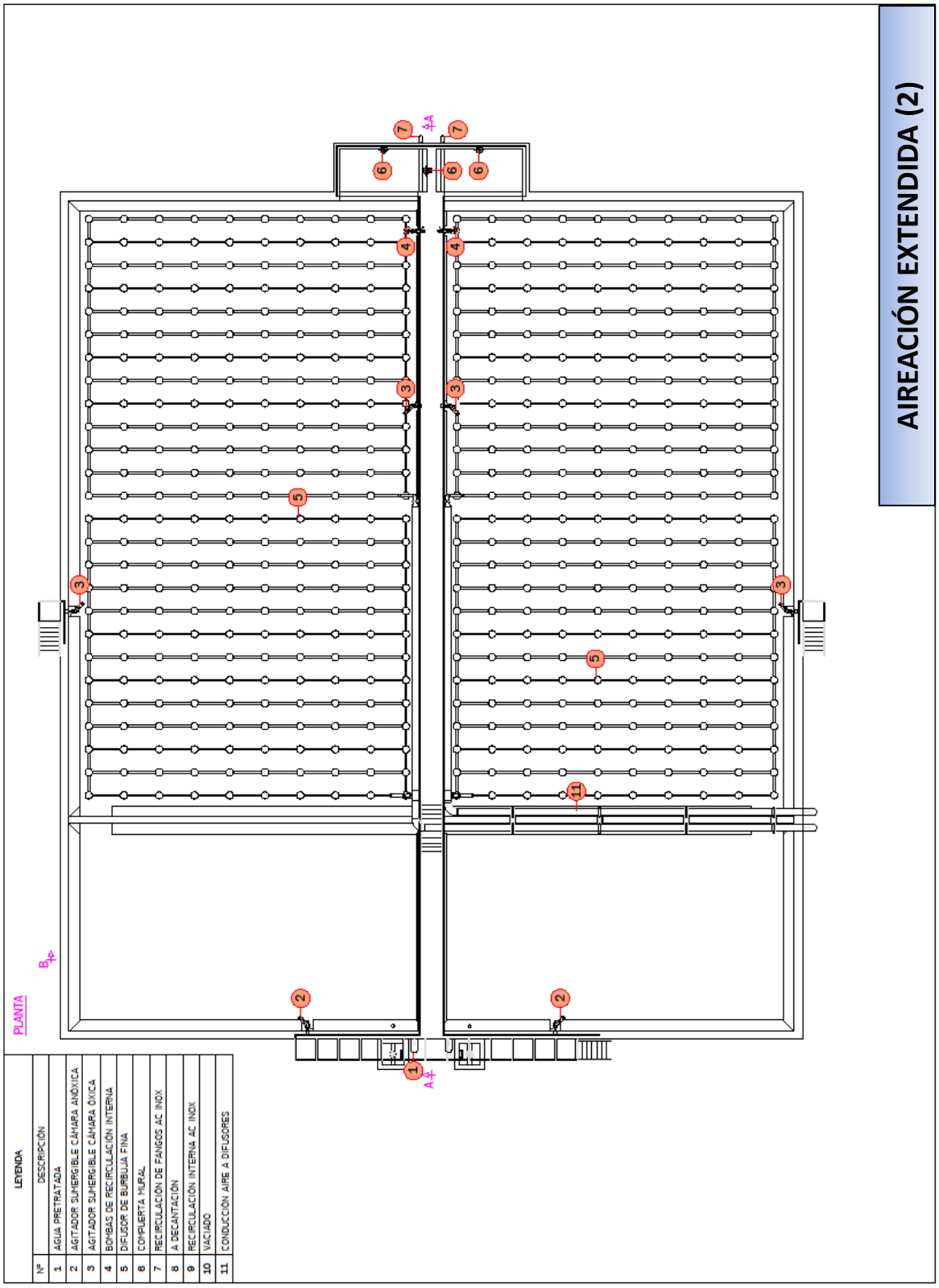




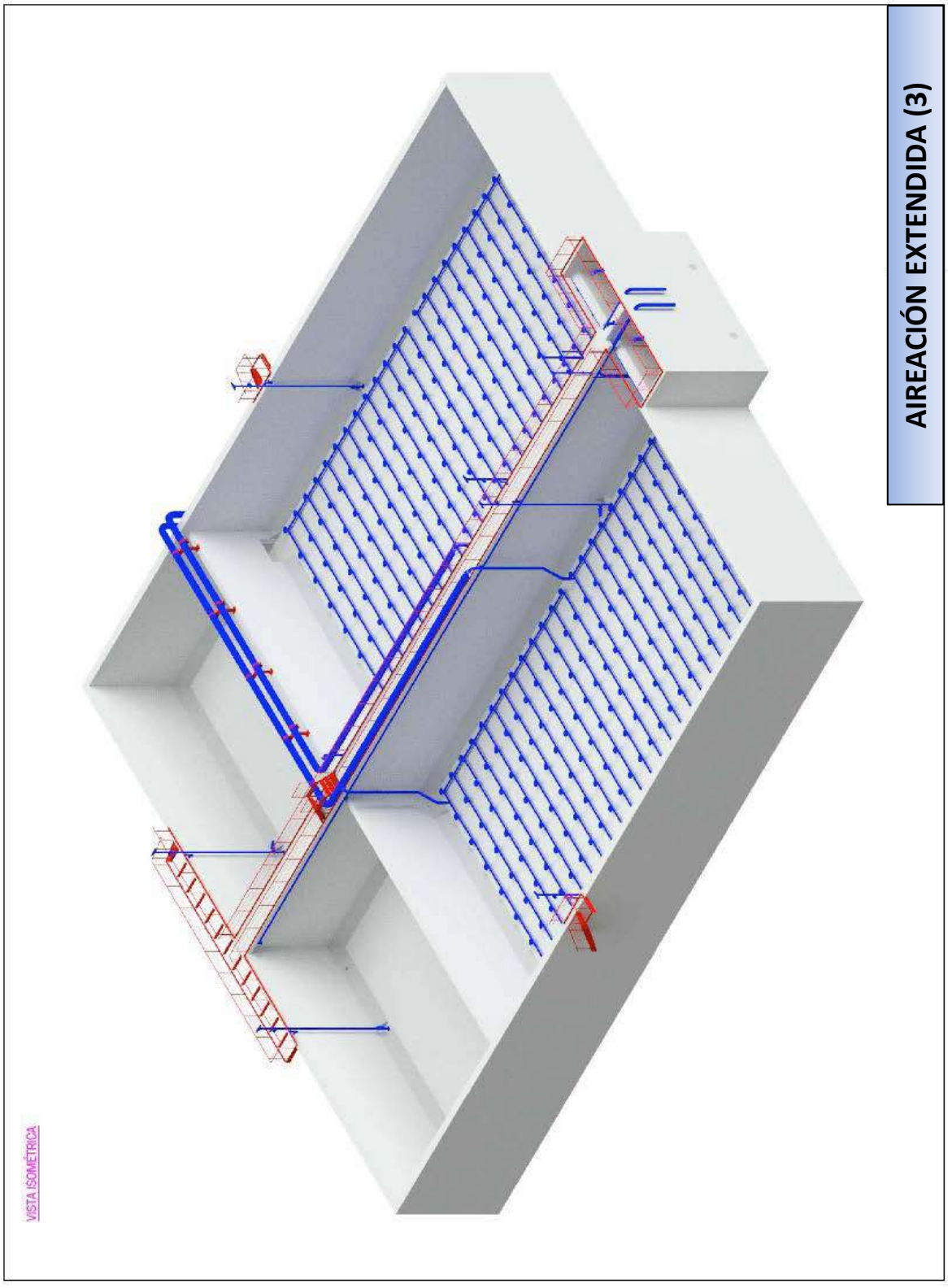



AIREACIÓN EXTENDIDA (1)
LEYENDA
Nº
DESCRIPCIÓN
1 AGUA PRETRATADA
2 AGITADOR SUMERGIBLE CÁMARA ANÓXICA
3 AGITADOR SUMERGIBLE CÁMARA ÓXICA
4 BOMBAS DE RECIRCULACIÓN INTERNA
5 DIFUSOR DE BURBUJA FINA
6 COMPUERTA MURAL
7 RECIRCULACIÓN DE FANGOS AC INOX
8 A DECANTACIÓN
9 RECIRCULACIÓN INTERNA AC. INOX.
10 VÁLVULA DE VACIADO
11 CONDUCCIÓN AIRE A DIFUSORES
SECCIÓN A-A
SECCIÓN C-C
PLANO LLAVE
SECCIÓN B-B
SECCIÓN D-D

AIREACIÓN EXTENDIDA (2)



AIREACIÓN EXTENDIDA (3)



Anexo 2

Cuadro de precios

Precios unitarios de obra civil y equipos.

Concepto	Unidad	Bolivianos (Bs)
Acero inoxidable colocado	kg	112,00
Bomba dosificadora hipoclorito hasta 50 l/h	Ud.	9.600,00
Bomba dosificadora hipoclorito hasta 200 l/h	Ud.	16.000,00
Bombeo elevación a Filtro Percolador, diámetro filtro 5 m	Ud.	36.049,00
Bombeo elevación a Filtro Percolador, diámetro filtro 10 m	Ud.	62.529,00
Bombeo elevación a Filtro Percolador, diámetro filtro 15 m	Ud.	89.009.00
Bombeo elevación a Filtro Percolador, diámetro filtro 20 m	Ud.	115.489,00
Bombeo elevación a Filtro Percolador, diámetro filtro 25 m	Ud.	141.969,00
Bombeo recirculación y purga de lodos en sedimentadores, diámetro 5 m	Ud.	22.898,00
Bombeo recirculación y purga de lodos en sedimentadores, diámetro 10 m	Ud.	31.963,00
Bombeo recirculación y purga de lodos en sedimentadores, diámetro 15 m	Ud.	41.028,00
Bombeo recirculación y purga de lodos en sedimentadores, diámetro 20 m	Ud.	50.093,00
Brazo distribuidor Filtro Percolador, diámetro filtro 5 m	Ud.	54.734,00
Brazo distribuidor Filtro Percolador, diámetro filtro 10 m	Ud.	97.514,00
Brazo distribuidor Filtro Percolador, diámetro filtro 15 m	Ud.	140.294,00
Brazo distribuidor Filtro Percolador, diámetro filtro 20 m	Ud.	183.074,00
Brazo distribuidor Filtro Percolador, diámetro filtro 25 m	Ud.	225.854.00
Camino consolidado en ripio	m^2	140,61
Caseta de operación y mantenimiento	m^2	4.000,00
Cerramiento perimetral mediante valla metálica de 2 m de altura	ml	221,16
Caudalímetro electromagnético DN25	Ud.	10.880,00
Caudalímetro electromagnético DN50	Ud.	11.177,50
Caudalímetro electromagnético DN100	Ud.	12.155,00
Caudalímetro electromagnético DN150	Ud.	13.591,50
Caudalímetro electromagnético DN200	Ud.	14.178,00
Depósito almacenamiento hipoclorito 0,2 m^3	Ud.	1.834,54
Depósito almacenamiento hipoclorito 0,4 m^3	Ud.	2.877,35
Depósito almacenamiento hipoclorito 0,9 m^3	Ud.	4.580,50
Depósito almacenamiento hipoclorito 1,8 m^3	Ud.	9.088,25
Depósito almacenamiento hipoclorito 3,5 m^3	Ud.	18.804,21
Depósito almacenamiento hipoclorito 10,3 m^3	Ud.	52.115,00
Equipamiento CBR (rotor y cubierta) hasta 2.000 m^2 de rotor	Ud.	249.943,00
Equipamiento CBR (rotor y cubierta) hasta 5.000 m^2 de rotor	Ud.	624.858,00
Equipamiento CBR (rotor y cubierta) hasta 10.000 m^2 de rotor	Ud.	1.249.715,00
Equipamiento CBR(rotor y cubierta) hasta 15.000 m^2 de rotor	Ud.	1.974.573,00
Equipamiento CBR (rotor y cubierta) hasta 20.000 m^2 de rotor	Ud.	2.499.430,00

Concepto	Unidad	Bolivianos (Bs)
Equipamiento Aireación Extendida (soplantes, difusores) hasta 100 m^3 vol. reactor	Ud.	40.071,00
Equipamiento Aireación Extendida (soplantes, difusores) hasta 500 m^3 vol. reactor	Ud.	137.271,00
Equipamiento Aireación Extendida (soplantes, difusores) hasta 1.000 m^3 vol. reactor	Ud.	258.771,00
Equipamiento Aireación Extendida (soplantes, difusores) hasta 5.000 m^3 vol. reactor	Ud.	1.230.771,00
Equipamiento Aireación Extendida (soplantes, difusores) hasta 10.000 m^3 vol. reactor	Ud.	2.445.771,00
Equipamiento Aireación Extendida (soplantes, difusores) hasta 15.000 m^3 vol. reactor	Ud.	3.660.771,00
Equipo de filtración por arena a presión, capacidad 100 m^3/h	Ud.	453.741,00
Equipo de filtración por arena a presión, capacidad 200 m^3/h	Ud.	828.941,00
Equipo de filtración por arena a presión, capacidad 300 m^3/h	Ud.	1.204.141,00
Excavación a cielo abierto, medios mecánicos	m^3	48,58
Falso fondo para Filtros Percoladores	m^2	1.440,00
Geotextil 80 g/m^2	m^2	4,18
Hormigón armado en losas (cuantía de acero 60 kg)	m^3	5.071,75
Hormigón armado en muros alzados (cuantía acero 80 kg)	m^3	8.626,00
Lámina de PEAD de 1 mm de espesor	m^2	30,00
Material filtrante para Lombrifiltros	m^3	280,00
Puente desarenador-desengrasador aireado, 25.000 habitantes	Ud.	100.000,00
Puente desarenador-desengrasador aireado, 50.000 habitantes	Ud.	125.000,00
Puente sedimentador dinámico, diámetro 5 m	Ud.	69.484,00
Puente sedimentador dinámico, diámetro 10 m	Ud.	126.079,00
Puente sedimentador dinámico, diámetro 15 m	Ud.	180.674,00
Puente sedimentador dinámico, diámetro 20 m	Ud.	236.269,00
Reja de desbaste de limpieza manual, 1.000 habitantes	Ud.	4.000,00
Reja de desbaste de limpieza manual, 2.000 habitantes	Ud.	5.000,00
Reja de desbaste de limpieza manual, 5.000 habitantes	Ud.	6.000,00
Reja de desbaste de limpieza manual, 10.000 habitantes	Ud.	7.000,00
Reja de desbaste de limpieza mecanizada, 25.000-50.000 habitantes	Ud.	200.000,00
Relleno con material procedente de excavación	m^3	81,73
Relleno de áridos para FAFA, Filtro Percolador, Humedales Artificiales, Lechos Secado	m^3	200,00
Relleno plástico para Filtro Percolador	m^3	960,00
Sifón alimentación Humedales de Flujo Subsuperficial Vertical	Ud.	22.400,00
Soplante desarenador/desengrasador aireado, (25.000-50.000 habitantes)	Ud.	120.000,00

Ud.: unidad
ml: metro lineal

PRECIOS UNITARIOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.

Concepto	Importe (Bs)
Costo medio de la energía eléctrica	1,00 Bs/kWh
Costos del personal: • Técnico • Técnico electromecánico • Operador • Sereno	 7.400,00 Bs/mes 6.000.00 Bs/mes 5.000,00 Bs/mes 3.200,00 Bs/mes
Equipos de protección personal y seguridad (EPPS) • Casco • Gafas de seguridad • Mascarilla desechable de un filtro • Tapones premoldeados para los oídos • Tipo copa u orejeras • Guantes de lana con engomado • Guantes de plástico desechables • Botines con punta de acero • Botas plásticas • Overol • Extinguidor	 70,00 Bs 35,00 Bs 35,00 Bs 8,00 Bs 60,00 Bs 10,00 Bs 10,00 Bs 250,00 Bs 120,00 Bs 100,00 Bs 350,00 Bs
Hipoclorito cálcico al 65%	13,68 Bs/kg
Retirada residuos/subproductos generados en la PTAR a una distancia media del relleno sanitario de 2 km	30,00 Bs/m^3/km
Seguimiento analítico de la PTAR. Costo de la determinación global de: Sólidos en suspensión; Aceites y grasas; DBO_5; DQO; Amonio; Nitrógeno total, Fósforo total, Coliformes fecales y Coliformes totales	807,96 Bs/muestra
Seguimiento analítico de la PTAR. Costo de la determinación global de metales pesados: Cromo hexavalente; Mercurio; Níquel, Plomo y Zinc	329,00 Bs/muestra

Anexo 3

Glosario de términos

A

Abastecimiento urbano: infraestructuras y servicios destinados a la conducción y distribución de agua potable en núcleos urbanos.

Abatimiento: sinónimo de agotamiento. Se aplica para expresar la eliminación de contaminantes en los procesos de depuración de aguas residuales, especialmente en lo que a la eliminación de organismos patógenos hace referencia.

Abono: cualquier sustancia, de naturaleza orgánica o inorgánica, que se añade al suelo para aportarle nutrientes.

Abrasión: acción mecánica de rozamiento y desgaste que provoca la erosión de un material.

Abrasivo: que produce abrasión.

Aceites y grasas: sustancias que al no mezclarse con el agua permanecen en su superficie, dando lugar a la formación de natas en las aguas residuales.

Acetato: sal del ácido acético.

Acetogénesis: fase de la degradación anaerobia de la materia orgánica, en la que los ácidos grasos volátiles son degradados hasta ácido acético, por acción de las bacterias acetogénicas.

Achromobacter: género de bacterias heterótrofas Gram-negativas, no fermentadoras de glucosa, que en ausencia de oxígeno usan el NO_3 como aceptor final de electrones, reduciéndolo a N_2 molecular.

Acidez: propiedad de las sustancias o de las disoluciones ácidas. Exceso de iones hidrógeno en una disolución acuosa, en relación con los que existen en el agua pura.

Ácido: que tiene un pH inferior a 7. Sustancia que en disolución aumenta la concentración de iones hidrógeno y que se combina con las bases para formar sales.

Ácido acético: ácido carboxílico de dos átomos de carbono ($C_2H_4O_2$). Disolvente orgánico de olor y sabor acre. También llamado ácido etanoico.

Ácido butírico: ácido monocarboxílico, saturado, de cadena abierta con cuatro átomos de carbono ($C_4H_8O_2$). Es un producto final de la fermentación de carbohidratos por los microorganismos También denominado ácido butanoico.

Ácido propiónico: ácido carboxílico de tres átomos de carbono, de fórmula molecular $C_3H_6O_2$. En estado puro, es un líquido incoloro, corrosivo con un olor acre.

Ácido valérico: ácido carboxílico de cinco átomos de carbono ($C_5H_{10}O_2$). Ácido de carácter débil también denominado ácido pentanoico o ácido valeriánico (se encuentra en la raíz de la valeriana).

Acidogénesis: fase de la degradación anaerobia de la materia orgánica, en la que los compuestos producidos en la primera etapa (hidrólisis) de la digestión, son transformados en ácidos grasos volátiles de bajo peso molecular.

Ácidos grasos: biomoléculas de naturaleza lipídica, formadas por una larga cadena hidrocarbonada lineal, de diferente longitud, en cuyo extremo hay un grupo carboxilo. Cada átomo de carbono se une al siguiente y al precedente por medio de un enlace covalente, sencillo o doble.

Ácidos grasos volátiles: subgrupo de ácidos grasos con cadenas carbonadas de menos de seis átomos de carbono. Su volatilidad se debe a la corta cadena carbonada que poseen, en contraste con los ácidos grasos de cadena larga, que son sólidos a temperatura ambiente.

Acondicionamiento de lodos: paso previo a la deshidratación de los lodos, incluye tratamientos tanto químicos como físicos, para mejorar la eliminación del agua presente en los lodos y la captura de sólidos.

Actividad fotosintética: *ver fotosíntesis.*

Actividad metabólica: *ver metabolismo*.

Acuífero: reservorio de agua que está ubicado bajo la superficie terrestre. Estructura subterránea formada por una o más capas, que mediante grietas, o por su porosidad, permiten que el agua terrestre percole, hasta llegar a una capa impermeable, donde queda confinada.

Adimensional: que carece de dimensiones.

ADN (ácido desoxirribonucleico): ácido nucleico que contiene las instrucciones genéticas usadas en el desarrollo y funcionamiento de todos los organismos vivos y de algunos virus.

ADN-ligasa: enzima de tipo ligasa cuya función es unir trozos de ADN, formando enlaces covalentes entre el extremo 5′ de una cadena polinucleotídica y el extremo 3′ de otra cadena polinucleotídica.

ADN-polimerasa: enzimas (celulares o virales) que intervienen en el proceso de replicación del ADN. Llevan a cabo la síntesis de la nueva cadena de ADN, emparejando los desoxirribonucleótidos trifosfato (dNTP), con los desoxirribonucleótidos complementarios correspondientes del ADN molde.

Adsorción: proceso por el cual átomos, iones o moléculas de gases, líquidos o sólidos disueltos son retenidos en una superficie.

Aerénquima: tejido vegetal parenquimático con grandes espacios intercelulares llenos de aire, presentando sus células constituyentes finas membranas no suberificadas. Habitualmente se encuentra en los tallos y las raíces de las plantas que crecen en zonas húmedas.

Aerobacter: género de bacterias Gram-negativas, de la familia de las enterobacterias, anaerobias facultativas. Son descomponedores que viven en la materia orgánica muerta y en el ser humano como parte de su población microbiana normal. Son patógenas.

Aerobio: proceso bioquímico que requiere presencia de oxígeno.

Aerobios: *ver organismos aerobios.*

Aerobios estrictos: *ver organismos aerobios estrictos.*

Aerobios facultativos: *ver organismos aerobios facultativos.*

Afluente: referido a las aguas residuales, aguas a tratar que llegan a una PTAR.

Agentes patógenos: *ver patógenos.*

Agua bruta: agua residual que no ha sufrido ningún tratamiento.

Aguas de escorrentía: aguas que discurren de forma ocasional por el terreno, como consecuencia de las lluvias.

Aguas grises: aguas residuales generadas exclusivamente en el uso doméstico (aguas de lavado de utensilios, ropa, o aseo personal), y que no incorpora arrastres de desechos fecales.

Aguas pluviales: aguas que entran en el sistema de alcantarillado a través de los sistemas de drenaje urbano, cuando se producen precipitaciones.

Aguas receptoras: *ver cuerpo receptor; ver cuerpo de agua.*

Aguas regeneradas: aguas residuales depuradas, que han sido sometidas a un proceso de tratamiento adicional o complementario, que permite adecuar su calidad al uso al que se destinan.

Aguas residuales: aguas cuya calidad se ve afectada como consecuencia de su uso, debido a la incorporación de sustancias contaminantes. En función de la actividad o uso que las origina, las aguas residuales son urbanas (aguas residuales grises, fecales y pluviales), industriales, o la mezcla de ellas.

Aguas subterráneas: todas las aguas que se encuentran bajo la superficie del suelo, en la zona de saturación y en contacto directo con el suelo o el subsuelo.

Aireación: adición de aire al agua, con el objetivo de incrementar su nivel de oxígeno disuelto.

Aireación extendida: modalidad del proceso de tratamiento de aguas residuales conocido como lodos activados, que se caracteriza por carecer de la etapa de decantación primaria, trabajar en el rango de baja carga másica y por el mayor tiempo de permanencia de las aguas a tratar en las cubas biológicas. Permite obtener los lodos ya estabilizados, aptos para ser sometidos a deshidratación.

Aireación mecánica: sistema de aireación del contenido de las cubas o reactores biológicos, mediante acción mecánica, es decir mediante el movimiento del agua para su mezcla con el aire.

Aireadores mecánicos: sistemas que permiten la mezcla del licor mezcla de los reactores biológicos con el aire, tales como: turbinas, discos superficiales o aireadores de eje horizontal.

Aireación por difusión: adición de aire mediante un compresor a través de difusores, que se sitúan en profundidad y que generan corrientes de burbujas ascendentes.

Alcalinidad: capacidad de una sustancia en solución acuosa de ceder iones OH^-.

Alcantarillado: conjunto de obras para la recolección, conducción y disposición final de aguas residuales o aguas pluviales.

Alcantarillado pluvial: sistema compuesto por un sólo tubo para todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte de aguas pluviales.

Alcantarillado sanitario: sistema compuesto por un sólo tubo para todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte de las aguas residuales domésticas y/o industriales.

Alcantarillado combinado: sistema compuesto por un sólo tubo para todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte, tanto de las aguas residuales como de las aguas pluviales.

Alcantarillado separado: sistema constituido por un tubo de alcantarillado de aguas residuales y otro de aguas pluviales que recolectan en forma independiente en un mismo sector.

Algas: organismos acuáticos unicelulares o pluricelulares, móviles o inmóviles, que contienen, en su mayoría, pigmentos fotosintéticos y que son, básicamente, autótrofos. Son responsables del grueso de la productividad primaria en los ecosistemas acuáticos y del aporte de oxígeno al agua y a la atmósfera.

Aliviadero: dispositivo ubicado tanto en los colectores, como en las obras de llegada de las ETAR, que permiten derivar los caudales de aguas residuales superiores a los contemplados en su diseño hidráulico.

Altura útil: profundidad de un reactor descartando la altura del resguardo.

Alúmina: óxido de aluminio (Al_2O_3).

Aminoácido: molécula orgánica con un grupo amino (derivado del amonio en el que uno o varios H son sustituidos por un radical orgánico) y un grupo carboxilo (). Los aminoácidos son la base de la estructura molecular de las proteínas y juegan un papel clave en los procesos biológicos.

Amoniaco (NH_3): gas incoloro, corrosivo, irritante, tóxico y de olor sofocante, que se disuelve fácilmente en agua dando reacción básica.

Amonificación: paso del nitrógeno en forma orgánica (principalmente como grupos amino, $-NH_2$), a nitrógeno, en forma de ión amonio (NH_4^+).

Amonio: radical químico (NH_4^+) que se combina con los ácidos dando sales semejantes a las de los metales alcalinos. Las sales amónicas tienen aplicación como fertilizantes.

Anabolismo: conjunto de procesos del metabolismo que tienen por fin la síntesis de componentes celulares (biosíntesis), a partir de precursores de bajo peso molecular.

Anaerobio: proceso bioquímico que se desarrolla en ausencia de oxígeno libre.

Anaerobiosis: proceso respiratorio en el que no interviene el oxígeno libre como aceptor final de electrones.

Anhídrido carbónico: *ver dióxido de carbono.*

Anoxia: condición en la cual, la concentración de oxígeno disuelto está por debajo de los 0,5 mg/l (prácticamente agotado o no disponible). En estas condiciones, ciertos grupos de microorganismos prefieren utilizar los compuestos oxidados de nitrógeno, azufre o carbono, como fijadores de electrones.

Anóxico/a: que tiene condición de anoxia.

Anticorrosivo: material que sirve para proteger una superficie de la corrosión.

Antorcha: dispositivo que permite quemar el biogás que se genera en los procesos de degradación biológica anaerobia de la materia orgánica.

Antracita: carbón mineral con el mayor contenido en carbono.

Arenas: en términos de contaminación de las aguas residuales, materia particulada, con un tamaño superior a los 0,2 mm y con peso suficiente para sedimentar a velocidades de flujo inferiores a 0,3 m/s.

Áridos: arenas o gravas naturales, que se utilizan en la industria y en la construcción.

ARN (ácido ribonucleico): ácido nucleico que participa en la síntesis de las proteínas y realiza la función de mensajero de la información genética.

Atterberg (test de): prueba para determinar los límites de Atterberg, según los cuales se caracteriza el comportamiento de los suelos.

Autodepuración: capacidad de las masas de aguas naturales para recuperar sus condiciones fisicoquímicas y biológicas, tras recibir un vertido contaminante.

Autótrofo: organismo cuya nutrición es autótrofa, es decir, a partir de sustancias inorgánicas, sintetiza todas las sustancias esenciales para su metabolismo, de manera que no precisa de otros seres vivos para nutrirse.

Azúcares: glúcidos que generalmente tienen sabor dulce, como son los diferentes monosacáridos, disacáridos y polisacáridos.

B

Bacterias: microorganismos unicelulares procariontes, que se multiplican por división simple. Por su forma se clasifican en esféricas (cocos y micrococos), en bastoncillos (bacilos) y en espirales (espirilos). Muchas bacterias son heterótrofas, responsables de la putrefacción de la materia orgánica y de las fermentaciones. Otras son autótrofas fotosintéticas, o quimiosintéticas. Pueden ser de vida libre, simbióticas, o patógenas (responsables de enfermedades en el hombre y otros seres vivos).

Bacterias aerobias: bacterias que utilizan el oxígeno para su metabolismo (metabolismo oxidativo ó respiratorio). Si únicamente pueden utilizar el oxígeno para degradar sustratos, se denominan aerobias obligadas.

Bacterias anaerobias: bacterias que no utilizan el oxígeno en su metabolismo (metabolismo fermentativo).

Bacterias anaerobias estrictas: organismos para los que el oxígeno es tóxico, ya que carecen del sistema del citocromo oxidasa, superóxido dismutasa y catalasa para metabolizarlo.

Bacterias autótrofas: bacterias con nutrición autótrofa.

Bacterias coliformes: *ver coliformes.*

Bacterias facultativas: bacterias que pueden desarrollar un metabolismo respiratorio, usando el oxígeno presente, o fermentativo, en ausencia de oxígeno.

Bacterias fermentativas: bacterias con metabolismo fermentativo.

Bacterias fotosintéticas: baterías capaces de producir energía a través de la fotosíntesis. Poseen pigmentos de bacterioclorofila *a*, junto con varios carotenoides. Estas bacterias no generan oxígeno, porque el agente reductor implicado en la fotosíntesis no es el agua, sino otros compuestos como el sulfuro, azufre o el hidrógeno.

Bacterias heterótrofas: bacterias con nutrición heterótrofa *(ver heterótrofo)*.

Bacterias PAO (Poliphosphate Accumulating Organisms): organismos heterótrofos facultativos, con un metabolismo lento, que les permite acumular ácidos grasos volátiles en condiciones anaerobias favorables, que luego degradan en condiciones aerobias (desfavorables) produciendo glucógeno y polifosfatos, que acumulan en su interior como reserva energética, captando fósforo del medio.

Bacterias sulfatorreductoras: microorganismos heterótrofos, anaerobios estrictos, metabólicamente versátiles, que utilizan los sulfatos, u otros compuestos oxidados de azufre, como aceptor final de electrones (agente oxidante) para su respiración, generando H_2S.

Bactericida: agente físico o químico capaz de eliminar bacterias.

Bacteriófago: organismos unicelulares (protozoos) que se alimentan de bacterias. También se aplica a los virus que únicamente infectan bacterias.

Bafle: placa rígida, que se usa como dispositivo para desviar el flujo de una corriente líquida.

Balastro: componentes encargados de encender y apagar las lámparas UV, proporcionando el voltaje de inicio para su encendido, y de mantener una corriente continua.

Bioacumulación: acumulación de sustancias químicas en organismos vivos, de forma que estos alcanzan concentraciones más elevadas que las concentraciones en su medio.

Biocilindros: modalidad de contactores biológicos rotativos, en la que el material de soporte consiste en una jaula cilíndrica perforada, que alberga en su interior un relleno de material plástico, distribuido al azar, al que se fija la biomasa bacteriana.

Biodegradabilidad: capacidad de los compuestos orgánicos de ser transformados, mediante procesos biológicos, en gases y sólidos orgánicos e inorgánicos relativamente inertes. En las aguas residuales se determina mediante la relación DBO_5/DQO. Valores de esta relación >0,2, indican aguas biodegradables.

Biodegradable: capacidad de ser degradado biológicamente.

Biodegradación: proceso de descomposición de una sustancia, o compuesto, por acción de organismos vivos.

Biodiscos: modalidad de los contactores biológicos rotativos, que consiste en una serie de discos colocados en un eje horizontal, sumergido a media altura en un reactor de agua residual, en el que giran lentamente.

Biofilm: *ver biopelícula.*

Biogás: término que se aplica a la mezcla de gases que se obtienen a partir de la descomposición, en un ambiente anaerobio, de los residuos orgánicos. En este proceso, realizado por bacterias, se libera una mezcla de gases formada por metano (en mayor proporción), dióxido de carbono, hidrógeno, nitrógeno y ácido sulfhídrico, principalmente.

Biomasa: masa de organismos en cualquier nivel trófico, área o volumen de un ecosistema. Se mide en cantidad de materia viva por unidad de superficie o de volumen.

Biomasa algal: biomasa formada por algas.

Biomasa bacteriana: biomasa formada por bacterias.

Biopelícula: biomasa adherida a un soporte. Se trata de ecosistema conformado por varias especies de microorganismos asociados a una superficie viva o inerte, con características funcionales y estructuras complejas.

Bioquímica: parte de la química que trata de los componentes químicos de los seres vivos, sus estructuras y las reacciones en que están implicados.

Bolones: gravas de gran tamaño, del orden de 5-10 cm.

By-pass: dispositivo que permite desviar la totalidad, o parte del caudal, que circula por una conducción.

C

Cal: óxido de calcio de fórmula CaO.

Cámara: pequeño depósito utilizado para recibir el agua a tratar, o tratada, y distribuirla.

Cámara de toma de muestras: pequeño depósito para facilitar la toma de muestras.

Caminos preferenciales: rutas preferentes que sigue el agua y que dan lugar a cortocircuitos, que se manifiestan por una disminución en los rendimientos de depuración que se alcanzan.

Campana tranquilizadora: dispositivo de forma cilíndrica por el que se alimenta a los sedimentadores y cuya finalidad es disminuir la velocidad del agua y evitar turbulencias.

Campaña de aforo: intervenciones planificadas para conocer y determinar los caudales de los afluentes y/o efluentes, caracterizándolos cuantitativamente.

Campaña de muestreo: intervenciones planificadas para a la toma de muestra de afluentes y/o efluentes, para analizar sus características desde un punto de vista cualitativo.

Canal de desbaste: canal en el que se instalan las rejas de desbaste (de gruesos y de finos).

Canal desarenador: canal por el que el agua circula en condiciones de flujo que posibilitan el depósito y posterior recogida de las arenas.

Canal Parshall: dispositivo que se instala en canales abiertos para la medición de los caudales circulantes. Se le suele acoplar un medidor de nivel por ultrasonidos, para obtener mediciones continuas del caudal.

Canales de oxidación: modalidad de lodos activados, en la que el reactor biológico consiste en un canal oval o circular, de sección cuadrada o trapezoidal, equipado con dispositivos de aireación e impulsión del licor mezcla.

Caracterización de afluentes/efluentes: determinación de las características cuali y cuantitativas de afluentes/efluentes (caudales y cargas contaminantes).

Carbono orgánico: carbono presente en los compuestos orgánicos

Cárcamo de bombeo: receptáculo o depósito donde se almacena el agua para poder elevarla, mediante bombeo, a la cota que se precise.

Carga contaminante: cantidad de contaminación de los afluentes, o efluentes, por unidad de tiempo.

Carga hidráulica: parámetro que determina el caudal afluente por unidad de superficie del reactor/sedimentador ($m^3/m^2/h$, m/h).

Carga másica: relación entre la alimentación al reactor biológico (kg DBO_5/d) y la cantidad de microorganismos presentes en el mismo (SSLM). Se mide en kg DBO_5/kg SSLM/d.

Carga orgánica: cantidad de materia orgánica que aporta por unidad de tiempo el afluente a tratar (kg DBO_5/d).

Carga orgánica superficial: parámetro que determina la carga orgánica aplicada diariamente, por unidad de superficie del reactor (kg $BBO_5/m^2/d$).

Carga superficial de sólidos en suspensión: parámetro que determina la carga de sólidos en suspensión totales aplicada diariamente, por unidad de superficie del reactor (kg SST/m^2/d).

Carga volumétrica: parámetro que determina la carga orgánica aplicada diariamente, por unidad de volumen de reactor (o de material de soporte en el caso de los filtros percoladores) (kg BBO_5/m^3/d).

Cauce receptor: *ver cuerpo receptor.*

Caudal: cantidad de fluido que circula a través de una conducción por unidad de tiempo.

Caudal por conexiones erradas: contribución de caudal debido a la conexión de aguas pluviales en la red de alcantarillado sanitario.

Caudal por infiltración: agua proveniente del subsuelo, adicional para el sistema separado y combinado.

Caudalímetro: dispositivo para la medición de los caudales circulantes.

Centrífuga para la deshidratación de lodos: dispositivo, que mediante la aplicación de fuerzas centrífugas que superan a la de la gravedad del orden de 500-3.000 veces, permite la separación de las fases líquida y sólida presente en el lodo a deshidratar. La fase líquida (menos densa) se desplaza hacia el eje de rotación de la centrífuga, mientras que la fase sólida (más densa) se aleja de este eje.

Ciclo vegetativo: parte del ciclo vital de las plantas, que comprende desde la germinación al inicio del ciclo reproductivo, y en el cual la planta se dedica a crecer y generar nuevas estructuras.

Cinética: en las reacciones químicas, mecanismos y velocidad que rigen el desarrollo de las mismas.

Cinética de primer orden: reacción cuya velocidad es directamente proporcional a la concentración de una única especie, y es independiente de las concentraciones de todas las demás.

Clasificador de arenas: mecanismo para la separación de las dos fases de la mezcla arena-agua, extraída previamente en los desarenadores.

Clima: condiciones meteorológicas en un lugar determinado, caracterizadas por estadísticas a largo plazo de los elementos meteorológicos en dicho lugar.

Cloración: método de desinfección de las aguas residuales tratadas más ampliamente empleado a nivel mundial, que destruye los organismos patógenos por oxidación de su material celular.

Cloraminas: productos de la reacción del cloro con los compuestos amoniacales presentes en las aguas a desinfectar.

Cloro combinado: resultado de la combinación del cloro con el amoniaco y con la materia orgánica nitrogenada que contiene el agua.

Cloro libre: suma de las concentraciones de ácido hipocloroso y de iones hipoclorito.

Cloro total: suma del cloro libre y del cloro combinado

Cloro residual: cantidad de cloro presente en el agua en forma libre o combinada, después de efectuada la cloración.

Clorofila: pigmento fotosintético verde con cuatro anillos pirrólicos formando un macrociclo y que contiene el catión magnesio. Absorbe la energía lumínica, para convertirla en energía química en la fotosíntesis.

Cloruro férrico: compuesto químico cuya fórmula es $FeCl_3$, que se utiliza en el tratamiento de las aguas residuales, como coagulante para sedimentar la materia coloidal y para eliminar los fosfatos del agua residual por precipitación.

Coagulación: desestabilización de la partículas coloidales (mediante la neutralización de sus cargas eléctricas), por la adición de un reactivo químico, llamado coagulante (normalmente sales de hierro y aluminio).

Coeficiente de punta: relación entre el caudal máximo horario y el caudal medio diario doméstico. Usualmente para su determinación se utilizan fórmulas que relacionan el coeficiente con la población, por considerar que las mismas cubren los factores que están ligados a los siguientes aportes: El tamaño del área servida, la densidad y la forma del área.

Coeficiente de retorno: porcentaje del caudal de agua potable que se asigna al caudal de aguas residuales.

Colector: tubería que funcionando como conducto libre, recibe la contribución de aguas residuales o pluviales en cualquier punto a lo largo de su longitud. Conducto destinado a transportar las aguas pluviales desde el punto de captación hasta la disposición final y puede tener sección transversal circular, rectangular, oval u otra forma.

Colector principal: conducto sin conexiones domiciliarias directas que recibe los caudales de los tramos secundarios, para conducirlos a plantas de tratamiento de aguas residuales o a cuerpos de agua.

Colector secundario: colector de diámetro menor que se conecta a un colector principal.

Coliformes (fecales y totales): grupo de bacterias aerobias y facultativamente anaerobias, Gram-negativas, no esporulantes, fermentadoras de lactosa y habitantes típicas del intestino grueso humano y animal. Muchas de ellas no son capaces de reproducirse fuera del intestino, por lo que sirven de indicadores de la contaminación por aguas fecales. Algunos organismos coliformes son patógenos. Se distingue entre las que son capaces de fermentar lactosa, con producción de gas, a la temperatura de 35-37 ºC *(coliformes totales)* y aquellas que tienen esta propiedad a la temperatura de 44-44,5 ºC *(coliformes fecales)*.

Coloide: mezcla que se dispersa poco a poco, con una fase dispersa (líquida) y una fase continua formada por partículas de muy pequeño tamaño (1 a 1.000 nanómetros), con una carga electrostática superficial que hace que se repelan, lo que impide su sedimentación.

Colmatación: reducción de la permeabilidad de un medio filtrante.

Compactación: proceso por el cual, un esfuerzo aplicado a un suelo, causa densificación a medida que el aire se desplaza de sus poros.

Compresor: dispositivo electromecánico que se utiliza para comprimir el aire. En el tratamiento de las aguas residuales se emplea tanto en la etapa de desarenado-desengrasado aireado, como para el aporte de aire a los reactores biológicos para el tratamiento de las aguas residuales.

Compuerta: hoja metálica o plástica que se desliza por carriles o correderas y que se coloca en los canales, diques, etc., para graduar o cortar el paso del agua.

Compuestos inorgánicos: combinaciones de los elementos de la tabla periódica, excepto los compuestos del carbono, si bien, algunos compuestos carbonados (monóxido y dióxido de carbono, carbonatos, bicarbonatos y cianuros) se consideran inorgánicos.

Compuestos orgánicos: combinaciones del carbono con los demás elementos de la tabla periódica, excepto: el dióxido de carbono (CO_2), el ácido carbónico (H_2CO_3), los bicarbonatos (HCO_3^-), los carbonatos (CO_3^{2-}) y los derivados del HCN, que se consideran inorgánicos.

Concentración: expresión de la cantidad de soluto disuelto en una cantidad dada de disolución, o de disolvente.

Conductividad eléctrica: capacidad del agua para conducir la corriente eléctrica. Está directamente relacionada con la concentración de iones y se mide en mS/cm, ó en µS/cm.

Conductividad hidráulica: medida de la resistencia al flujo de agua ofrecida por los poros de un sustrato filtrante.

Conexión domiciliaria: Tubería que transporta las aguas residuales y/o pluviales desde la cámara de inspección domiciliaria hasta un colector público.

Conexiones cruzadas: conexión domiciliaria de aguas residuales al alcantarillado pluvial o viceversa.

Conexiones erradas: conexiones domiciliarias de aguas residuales al alcantarillado pluvial, o viceversa.

Contactores Biológicos Rotativos (CBR): dispositivos empleados para el tratamiento de las aguas residuales, en los que la biomasa responsable de la degradación de los contaminantes se encuentra fijada a un soporte que gira, lentamente, sumergido en las aguas a tratar. En la fase de emersión los microorganismos se ponen en contacto con el aire y en la de inmersión con las aguas objeto de tratamiento.

Contaminación de las aguas: alteración de las propiedades fisicoquímicas y/o biológicas del agua por sustancias ajenas, por encima o debajo de los límites máximos o mínimos permisibles, de modo que produzcan daños a la salud del hombre, deteriorando su bienestar o su medio ambiente.

Contaminante: sustancia o forma de energía introducida en un medio, que implica su pérdida de calidad.

Contaminantes emergentes: todo contaminante previamente desconocido o no reconocido como tal, cuya presencia en el medio ambiente no es necesariamente nueva, pero sí la preocupación por las posibles consecuencias de la misma.

Corrosión: deterioro de un material a consecuencia de un ataque electroquímico por su entorno.

Corrosivo: sustancia que puede destruir o dañar irreversiblemente una superficie.

Costos de construcción: referidos a una PTAR, desembolso necesario para su construcción. Incluyen: los costos del terreno, de las obras de conexión con servicios e infraestructuras externas, de las obras e instalaciones de depuración (obra civil y equipos) y los costos financieros.

Costos de operación y mantenimiento: referidos a una PTAR, suma de costos para mantener las instalaciones en correcto estado de operación. Incluyen los costos de: personal, energía, reactivos, mantenimiento y conservación, retirada de residuos, laboratorio, administración y amortizaciones.

Cuerpos de agua: extensiones de agua que se encuentran por la superficie terrestre, o en el subsuelo (acuíferos, ríos subterráneos).

Cuerpo receptor: cualquier curso de agua natural o masa de agua natural o de suelo que recibe el lanzamiento o descarga del efluente final.

D

DBO_5 (Demanda Bioquímica de Oxígeno a los 5 días): cantidad de oxígeno (mg O_2/L) necesaria para oxidar biológicamente los componentes de las aguas residuales. Parámetro por el que se determina la cantidad de materia biodegradable presente en un agua residual.

DBO_5 particulada: medida de la materia orgánica biodegradable que se encuentra en suspensión.

DBO_5 soluble: DBO_5 determinada sobre muestra filtrada. Indica la fracción soluble de los compuestos biodegradables presentes en un agua residual.

Decantación-digestión: proceso incluido dentro de los tratamientos primarios, en el que tiene lugar, simultáneamente, la sedimentación de las partículas sedimentables presentes en las aguas residuales y la estabilización (vía anaerobia) de la fracción orgánica de la materia sedimentada *(ver fosa séptica, tanque Imhoff)*.

Deflector: *ver bafle.*

Demanda Bioquímica de Oxígeno: *ver DBO_5.*

Densidad: cociente entre la masa y el volumen de un cuerpo. Suele expresarse en g/cm^3.

Depuración: aplicado a las aguas residuales, proceso secuencial de operaciones físicas, químicas y biológicas por el cual se eliminan las diferentes formas de contaminación presentes en las mismas, hasta alcanzar niveles adecuados para poder ser vertidas en un medio receptor.

Desarenado: operación incluida en la etapa de pretratamiento de las aguas residuales, que tiene por objetivo la eliminación de materias pesadas de tamaño superior a 0,2 mm, para evitar que sedimenten en canales y conducciones y para proteger a las bombas y otros elementos de la abrasión.

Desarenador: dispositivo por el que el agua residual circula a velocidades bajas, permitiendo el depósito y retirada de las arenas en el fondo del mismo.

Desbaste: operación incluida dentro de la etapa de pretratamiento de las aguas residuales, que tiene por objetivo la eliminación de los sólidos de tamaño mediano-pequeño (trozos de madera, trapos, raíces, etc.) presentes en estas aguas, y que de no retirarse podrían deteriorar los equipos mecánicos y obstruir el paso de la corriente de agua.

Descomposición: proceso de degradación de la materia orgánica por acción biológica, con desprendimiento de energía y obtención de compuestos simples, orgánicos e inorgánicos.

Desemulsionar: separar una emulsión en sus fases.

Desengrasado: operación incluida en la etapa de pretratamiento de las aguas residuales, que tiene por objetivo la eliminación de las grasas y demás materias flotantes más ligeras que el agua.

Desengrasador: dispositivo empleado en la operación de desengrasado de las aguas residuales.

Desengrasadores aireados: sistemas en los que se inyecta aire por la parte inferior con objeto de desemulsionar las grasas y lograr una mejor flotación de las mismas. En este tipo de desengrasadores la retirada de las grasas y flotantes se suele llevar a cabo de manera mecánica.

Desengrasadores estáticos: en este tipo de desarenadores, las aguas residuales se hacen pasar a través de un depósito dotado de un tabique deflector, que obliga a las aguas a pasar por la parte inferior del mismo, lo que permite que los componentes de menor densidad que el agua queden retenidos en la superficie. En este tipo de desengrasadores la retirada de las grasas y flotantes se suele llevar a cabo de forma manual.

Deshidratación: eliminación del contenido en agua de un producto.

Deshidratación de lodos: procesos químicos, mecánicos o térmicos, mediante los cuales se reduce el contenido en agua de los lodos generados en los procesos de tratamiento de las PTAR, hasta alcanzar entre un 20-30% de materia seca, facilitando su manejo y transporte.

Desinfección: destrucción por medio de un agente químico o físico de los agentes patógenos que se encuentran en el agua a desinfectar. Se diferencia de la esterilización en que esta destruye todos los microorganismos, patógenos o no, incluidas las formas de resistencia.

Desnitrificación: reducción desasimilatoria de nitrato y/o nitrito a nitrógeno molecular.

Difusor: elemento empleado para la aireación, que origina corrientes de burbujas de aire. En depuración de aguas residuales se emplean en la etapa de desarenado-desengrasado aireado (para lograr una mejor flotación de las grasas) y

en las cubas biológicas (como una forma de airear el licor de mezcla, diferente a los aireadores mecánicos).

Digestión aerobia/anaerobia de lodos: tratamiento biológico de estos subproductos en presencia/ausencia de oxígeno, con el fin de estabilizarlos y de reducir su volumen. Los microorganismos (principalmente bacterias) emplean los residuos como sustrato para su crecimiento, degradándolos en compuestos más sencillos.

Digestor: sistema unitario donde se realiza la digestión y la recogida separada del sustrato digerido (estabilizado) y los subproductos de la digestión.

Dióxido de carbono: gas incoloro e incombustible, componente normal de la atmósfera (0,03%) y causante, entre otros, del efecto invernadero. Fórmula CO_2

Dióxido de cloro: compuesto químico de fórmula ClO_2. Es un potente agente oxidante que se emplea en la desinfección de las aguas residuales tratadas.

Disolución: sistema constituido por la mezcla homogénea del disolvente y el soluto.

Dotación: cantidad de agua promedio diaria por habitante que suministra el sistema de agua potable, expresada en litros por habitante por día.

Dren: conducto o pequeño canal por el que se evacua por gravedad el agua del suelo o de un acuífero. Tubería perforada.

Drenaje: acción y efecto de drenar. Medio o utensilio que se emplea para drenar.

DQO (Demanda Química de Oxígeno): cantidad de oxígeno (mg O_2/L) necesaria para oxidar los componentes del agua recurriendo a reacciones químicas.

E

Ecología: ciencia que estudia las relaciones de los seres vivos entre sí y con su entorno.

Economía circular: estrategia que tiene por objetivo reducir, tanto la entrada de los materiales, como la producción de desechos, cerrando los «bucles» o flujos económicos y ecológicos de los recursos.

Ecosistema: conjunto formado por los seres vivos (biocenosis o comunidad), el ámbito territorial en el que viven (biotopo) y las relaciones que se establecen entre ellos, tanto bióticas (influencias que los organismos reciben de otros de su misma especie o de especies diferentes), como abióticas (factores fisico-químicos, como la luminosidad, la temperatura, la humedad, etc.).

Efecto invernadero: calentamiento de la atmósfera producido por la alteración del balance térmico debido al aumento de la concentración de gases de efecto invernadero, como el dióxido de carbono, el metano y los óxidos de nitrógeno.

Edad del lodo: relación entre la cantidad de microorganismos presentes en un reactor (SSLM) y la cantidad de estos microorganismos que se extraen diariamente del reactor. Se expresa en días.

Efluente: corriente de salida de un proceso o de una instalación de tratamiento de aguas residuales.

Emisario: conducto, canal o tubería que tiene como origen el punto más bajo del sistema y que conduce las aguas residuales al sitio donde se someterán a tratamiento. Se caracteriza porque a lo largo de su recorrido no recibe contribución alguna.

Enzima: molécula orgánica de naturaleza proteica, que actúa como catalizador de reacciones bioquímicas, acelerándolas.

Emisión: liberación al medio de cantidades de energía, sustancias químicas o contaminantes biológicos.

Emulsión: dispersión coloidal en la que la fase dispersa es líquida y el medio de dispersión es líquido o sólido.

EPDM: termopolímero elastómero que tiene buena resistencia a la abrasión y al desgaste. Se emplea en láminas impermeabilizantes.

Escherichia coli: bacteria coliforme que se encuentra en el intestino humano y de otros animales y que se utiliza para medir la calidad bacteriológica de las aguas.

Escorrentía: parte del agua de precipitación que discurre por la superficie de la tierra hacia corrientes u otras aguas superficiales.

Espectro electromagnético: distribución energética del conjunto de las ondas electromagnéticas que emite (espectro de emisión), o absorbe (espectro de absorción), una sustancia.

Espectrofotómetro: instrumento en el que se apoya la espectrofotometría para medir la cantidad de intensidad de luz absorbida después de pasar a través de una solución muestra.

Espesado de lodos: etapa de la línea de lodos, que tiene por objetivo incrementar la concentración de estos subproductos mediante la eliminación de parte del agua que contienen.

Espuma: sistema disperso, en el que la fase dispersante es un líquido, normalmente agua, y la fase dispersa un gas.

Espora: cuerpo microscópico unicelular, o pluricelular, que se forma con fines de dispersión y supervivencia por largo tiempo en condiciones adversas, y que generalmente es una célula haploide.

Estabilización de lodos: etapa de la línea de lodos, que tiene por objetivo básico disminuir la componente orgánica de los mimos, con el fin de minimizar el riesgo de que se originen procesos de putrefacción.

Estratificación: fenómeno que se da en las masas de aguas, en las que capas menos densas se encuentran "flotando" sobre otras más densas.

Etapa acetogénica: etapa de la degradación anaerobia de la materia orgánica, en la que bacterias acetogénicas transforman los productos resultantes de la etapa acidogénica en ácido acético, principalmente.

Etapa acidogénica: etapa de la degradación anaerobia de la materia orgánica, en la que bacterias acidogénicas transforman los productos resultantes de la etapa hidrolítica en ácidos orgánicos, principalmente acético, propiónico y butírico.

Etapa hidrolítica: etapa inicial de la degradación anaerobia de la materia orgánica, en la que bacterias hidrolíticas descomponen las moléculas complejas (hidratos de carbono, proteínas, lípidos), en otras más simples (azúcares, aminoácidos, ácidos grasos), que sirven de sustrato para la siguiente etapa de la degradación (etapa acidogénica).

Etapa metanogénica: última etapa de la degradación anaerobia de la materia orgánica, en la que bacterias metanogénicas (anaerobias estrictas) generan biogás, a partir del ácido acético (fundamentalmente) y del anhídrido carbónico y el hidrógeno. Constituye la etapa más sensible del proceso, siendo, por tanto, la fase que lo controla.

Eutrofización: aumento de nutrientes en el agua, especialmente de los compuestos de nitrógeno y fósforo, que provoca un crecimiento acelerado de algas y especies vegetales superiores, con el resultado de trastornos no deseados en el equilibrio entre organismos presentes en el agua y en la calidad del agua, a la que afecta.

Evaporación: paso de las moléculas de un líquido al estado de vapor desde su superficie a la atmósfera. La evaporación se produce a temperaturas inferiores a las de ebullición.

Evapotranspiración: suma total del agua perdida por evaporación en el suelo y por la transpiración de las plantas a través de sus estomas. Se expresa en altura de lámina de agua, generalmente en mm/año.

Exotérmico: proceso que desprende energía, ya sea como luz o calor.

F

Fangos: *ver lodos.*

Fangos en exceso: *ver lodos en exceso.*

Fecal: relacionado con las heces.

Fermentación: degradación biológica de compuestos orgánicos complejos a compuestos más sencillos, llevados a cabo, generalmente, en ausencia de oxígeno.

Fertilizantes: ingredientes, tanto orgánicos como inorgánicos, que restituyen nutrientes a la tierra, disponiéndola para una mejor producción agrícola.

Filtración: proceso de separación de un sólido suspendido de un líquido, al hacerlo pasar a través de un medio poroso, con un tamaño de poro adecuado.

Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA): tecnología de tratamiento de las aguas residuales, vía anaerobia, en la que las aguas a tratar atraviesan, en sentido ascendente, un material filtrante.

Filtro banda para la deshidratación de lodos: dispositivo en el que la separación de las fases líquida y sólida, presentes en los lodos a deshidratar, se logra comprimiéndolos entre dos bandas de una tela permeable, entre las que se dispone el lodo, aumentando la presión que se ejerce sobre este conforme las bandas van pasando progresivamente por rodillos de diámetros decrecientes. El resultado es una torta seca de lodos, de pequeño espesor, que se extrae en continuo de las telas mediante un sistema de rascado.

Filtro percolador: tecnología de depuración de las aguas residuales consistente, básicamente, en un depósito relleno de un material de gran superficie específica, sobre el que se desarrolla una población bacteriana activa, responsable de la depuración de las aguas que lo atraviesan. Una corriente ascendente de aire, generada normalmente de forma natural, por efecto chimenea , aporta el oxigeno necesario para la degradación aerobia de los contaminantes biodegradables.

Fitoplancton: plancton constituido predominantemente por algas microscópicas. Constituye el primer eslabón de la cadena trófica acuática.

Flavobacterium: género bacteriano perteneciente al grupo de las flavobacterias organotrofas. Se trata de bacilos aerobios Gram-negativos, típicos de agua dulce y salada.

Floculación: formación de agregados, o flóculos, a partir de materia coloidal o finamente dividida.

Floculante: sustancia que añadida a una dispersión de un sólido en un líquido, favorece el agrupamiento de las partículas pequeñas del sólido en partículas más grandes, que sedimentan con mayor facilidad.

Flóculo: grumo de materia orgánica y/o inorgánica, formado por agregación de sólidos en suspensión.

Flotación: proceso de separación sólido-líquido o líquido-líquido, que se aplica para separar partículas cuya densidad es menor que la densidad del líquido que las contiene, en condiciones de flujo a muy baja velocidad, o mediante la inyección de una corriente de burbujas de aire.

Flotantes: conjunto de materiales presentes en las aguas residuales de densidad inferior a las del agua, por lo que permanecen en su superficie formando natas.

Flujo: volumen circulante de un fluido por unidad de tiempo.

Flujo pistón: modelo de reactor ideal que se caracteriza porque el flujo a su través es ordenado, sin que ningún elemento del mismo sobrepase, o se mezcle, con cualquier otro elemento situado antes o después que aquél.

Fosa séptica: *ver tanque séptico.*

Fosfato: sales, o sales del ácido fosfórico. Los fosfatos son componentes esenciales de los seres vivos y nutrientes para las plantas. Tienen aplicaciones industriales diversas y como fertilizantes. Los vertidos de fosfatos a las aguas naturales causan su eutrofización.

Fotorreactivación: proceso de reparación directa del ADN catalizado por enzimas fotoliasas, en la que dos dímeros de pirimidina unidos covalentemente (producto de una ruptura previa), son monomerizados y restaurados tras ser expuestos a luz visible.

Fotosíntesis: proceso por el cual determinados organismos son capaces de emplear la energía solar para transformarla en energía química. Síntesis de carbohidratos a partir de dióxido de carbono y agua, en presencia de clorofila, para la cual se emplea la luz solar como energía y de la cual resulta oxígeno como producto secundario.

Fotosintético: relativo a la fotosíntesis.

Freático: nivel del agua que está acumulada en el subsuelo y que puede aprovecharse por medio de pozos. Se dice de la capa del subsuelo que contiene estas aguas.

Fuentes de agua no convencionales: procesos que mediante la acción del hombre generan nuevos recursos hídricos de manera artificial, como son la desalación, o la regeneración de las aguas residuales tratadas.

G

Gas: sustancia en estado gaseoso. Estado que se caracteriza por el movimiento libre, y al azar, de las partículas (moléculas).

Gases de efecto invernadero (GEI): gases que absorben y emiten radiación dentro del rango infrarrojo. Este proceso es la causa fundamental del efecto invernadero (absorción de la radiación térmica que emite la tierra). Los principales GEI en la atmósfera terrestre son el vapor de agua, el dióxido de carbono, el metano, el óxido de nitrógeno y el ozono.

Geotextil: producto textil permeable y flexible de fibras sintéticas, principalmente polipropileno y poliéster, utilizado en ingeniería civil para el recubrimiento de márgenes, muros de contención de embalses y canales.

Germen: ser vivo, o un sistema biológico, dotado de individualidad que presenta, a diferencia de las plantas y los animales superiores, una organización biológica elemental, y que sólo puede visualizarse con ayuda de un microscopio.

Germicida: que destruye los gérmenes.

Granulometría: distribución de los tamaños de las partículas. Estos tamaños se determinan mediante el uso de tamices de diferente tamaño de paso y los resultados se representan mediante una distribución de frecuencias.

Grasas: sustancias lipófilas e hidrófobas, esto es, insolubles en agua y solubles en disolventes orgánicos. En depuración de aguas residuales urbanas las grasas se eliminan en la etapa de pretratamiento.

Gravas: piedras pequeñas que proceden de la fragmentación y disgregación de las rocas, con un tamaño generalmente superior a un centímetro.

Gravilla: grava menuda, muy empleada como pavimento y en la fabricación de hormigón.

H

Hábitat: suma de condiciones físicas y biológicas en que vive un individuo, o una población.

Helminto: gusano, en especial el que es parásito del hombre y de los animales.

Helofitos: plantas acuáticas de lugares encharcados, que presentan la mayor parte de su aparato vegetativo (hojas, tallos y flores) en forma emergente.

Heterótrofo: organismo capaz de transformar la materia orgánica, pero no de sintetizarla.

Hidratos de carbono: moléculas orgánicas compuestas de C, H y O, donde estos dos últimos elementos se encuentran en la misma proporción que en el agua. También conocidos como carbohidratos, glúcidos o azúcares.

Hidrocarburos: compuestos orgánicos conformados únicamente por átomos de carbono e hidrógeno. La estructura molecular consiste en un armazón de átomos de carbono, a los que se unen los átomos de hidrógeno.

Hidrólisis: reacción química entre una molécula de agua y otra de macromolécula, en la cual la molécula de agua se divide y sus átomos pasan a formar unión de otra especie química. Esta reacción es importante por el gran número de contextos en los que el agua actúa como disolvente.

Hipoclorito: compuesto químico, que contiene cloro en estado de oxidación +1, fuertemente oxidante. Debido a esta característica, se utiliza ampliamente como desinfectante.

Hormigón armado: hormigón reforzado interiormente por una armadura de barras de hierro o acero para, que una vez fraguado, pueda absorber los esfuerzos de tracción a que sea sometido.

Humedad: agua de que está impregnado un cuerpo, o que vaporizada se mezcla con el aire.

Humedales: ecosistemas totalmente inundados, cuando menos una parte del año. Cumplen funciones ecológicas fundamentales, como reguladores de los regímenes hidrológicos y como hábitat de una muy rica biodiversidad.

Humedales artificiales: tecnología de tratamiento de las aguas residuales que imita los procesos que se dan en los humedales naturales.

Humedales artificiales de flujo superficial: modalidad de la tecnología de humedales artificiales, en la que las aguas, generalmente ya tratadas, discurren en forma de una lámina de agua de poco espesor.

Humedales artificiales de flujo subsuperficial: modalidad de la tecnología de humedales artificiales, en la que las aguas a tratar atraviesan un sustrato inerte (arena, gravilla), en el que enraízan plantas emergentes. En función de la dirección del flujo de agua, se distingue entre humedales de flujo vertical y de flujo horizontal.

Humus: materia orgánica parcialmente descompuesta, rica en nutrientes, que ayuda a retener el agua y los nutrientes en el suelo, facilitando su captura por la vegetación.

I

Impacto ambiental: cualquier acción transformadora o cambio ocasionado, directa o indirectamente, por las actividades humanas en el medio ambiente, sea perjudicial o beneficiosa.

Índice de huecos: medida de porosidad. Indica la proporción del volumen hueco en relación con el volumen total.

Índice Volumétrico de Lodos (IVL): se define como el volumen en mL, ocupado por un gramo de lodos, después de 30 minutos de sedimentación.

Inerte: que carece de movilidad o vida.

Infiltración: flujo de agua, o de otro líquido, a través de los poros de un cuerpo sólido.

Inhibidores: sustancias químicas que retardan la velocidad de una reacción química, o bioquímica.

Inmisión: recepción de contaminantes en el medio ambiente (aire, suelo, agua) procedentes de una fuente emisora. Frecuentemente, el término se utiliza como sinónimo de niveles de inmisión, que es la concentración de sustancias contaminantes en un medio determinado.

Inoculación: acción de inocular. Introducir un ser vivo en un medio, en el que crecerá y se reproducirá.

Inundabilidad: probabilidad de que una superficie sea ocupada por una lámina de agua, como consecuencia del desbordamiento de un curso de agua, a consecuencia de una precipitación con un periodo de retorno concreto.

J

Junco: planta de la familia de las juncáceas, con tallos de 0,6 a 0,8 m, lisos, cilíndricos, flexibles, puntiagudos y duros. De color verde oscuro por fuera y esponjosos y blancos en el interior. Hojas radicales reducidas a una vainilla delgada, flores en cabezuelas verdosas cerca de la extremidad de los tallos y fruto capsular, con tres ventallas y muchas semillas en cada una de ellas. Se desarrolla en parajes húmedos.

K

kilovatio: unidad de potencia eléctrica, equivalente a 1.000 vatios. Abreviatura: kW.

L

Laguna: lago de pequeña extensión y poca profundidad. Las lagunas pueden ser temporales o permanentes, interiores o costeras (lagunas litorales).

Laguna aerobia: laguna que funciona en condiciones oxidantes. Se ubica en cola de los sistemas de Lagunas de Estabilización.

Laguna anaerobia: laguna que funciona en condiciones reductoras. Se ubica en cabeza de los sistemas de Lagunas de Estabilización.

Lagunas de estabilización: sistema de tratamiento de las aguas residuales en el que se reproducen, en un conjunto de balsas dispuestas en serie, los fenómenos de autodepuración que se dan de forma natural en ríos y lagos.

Laguna de maduración: tipo de laguna que se dispone en cola de los sistemas de Lagunas de Estabilización. Dada su escasa profundidad (inferior a 1 m, generalmente), y por recibir afluentes ya tratados, en casi toda la masa líquida de este tipo de lagunas imperan condiciones aerobias

Laguna facultativa: tipo de laguna que forma parte de los sistemas de Lagunas de Estabilización, con espesores de lámina de agua comprendidos entre 1,5-2 m, en los que se distinguen tres zonas diferenciadas: una profunda, donde se acumulan los sedimentos y que opera en condiciones anaerobias, una superficial en la que se desarrollan fenómenos fotosintéticos, que la mantienen en condiciones aerobias, y una intermedia, en la que proliferan organismos facultativos, que son los dan nombre a este tipo de lagunas.

Laguna fotosintética: laguna en la que el aporte de oxígeno proviene de la actividad fotosintética de las microalgas que la habitan.

Lechos de secado de lodos: dispositivos que se emplean para la deshidratación de los lodos generados en tratamiento de las aguas residuales. Consisten en filtros de arena-gravilla, sobre los que se depositan los lodos. Las aguas filtradas se envían de nuevo a cabecera del tratamiento y los lodos, una vez secos (por evaporación y filtración), se extraen manualmente periódicamente.

Legionella: nombre común del género Legionella, que agrupa bacterias Gram-negativas con forma de bacilo. Viven en aguas estancadas en un amplio rengo de temperatura (preferiblemente superiores a los 35 ºC). Su crecimiento se ve favorecido por la presencia de materia orgánica en las aguas.

Ley de Darcy: fórmula que expresa la proporcionalidad entre el caudal específico de un líquido que fluye a través de un medio poroso y el gradiente hidráulico, en régimen laminar.

Licor mezcla: contenido de los reactores biológicos en los procesos de depuración de aguas residuales, en el que se encuentra suspendida la biomasa, que realiza el proceso de degradación de la materia orgánica.

Límites de Atterberg: propiedades índices de los suelos, con los que se define su plasticidad y que se utilizan en su identificación y clasificación.

Línea de agua: en el tratamiento de las aguas residuales engloba a todas las operaciones que permiten reducir los contaminantes presentes en las aguas a tratar.

Línea de lodos: en el tratamiento de las aguas residuales engloba a todas las operaciones en las que se tratan los subproductos (lodos) que se originan en la línea de agua.

Lípidos: compuestos orgánicos que resultan de la esterificación de alcoholes con ácidos grasos. Nombre colectivo para aceites, grasas y ceras.

Lixiviado: liquido que se ha filtrado a través de residuos sólidos u otros medios, y que ha extraído de éstos materiales (disueltos o en suspensión) potencialmente dañinos. Se emplea también para denominar a los líquidos que percolan en los lechos de secado de lodos.

Lodos: subproductos del tratamiento biológico o fisicoquímico de las aguas residuales.

Lodos activados: tratamiento biológico aerobio de las aguas residuales, que convierte la materia orgánica soluble en biomasa sólida (lodos), que es eliminada, principalmente, por gravedad. Se comenzó a aplicar en Inglaterra en 1914 y hoy en día constituye la modalidad más extendida para el tratamiento biológico de las aguas residuales.

Lodos digeridos: lodos de PTAR que han sido sometidos a un tratamiento que permite la reducción biológica (generalmente anaerobia) de su contenido en materia volátil. Los lodos digeridos presentan un potencial de putrefacción mucho menor que los lodos frescos (sin digerir), así como menos olores y menor presencia de patógenos.

Lodos en exceso: subproductos generados en el tratamiento biológico de las aguas residuales.

Lodos estabilizados: lodos que han sido sometidos a un proceso fisco, químico y/o biológico orientado a eliminar su contenido en agua, incrementar su grado de mineralización, reduciendo su biodegradabilidad y su contenido en patógenos.

Lodos primarios: sólidos sedimentados en el tratamiento primario de las aguas residuales.

Lodos secundarios: sólidos sedimentados en la etapa de sedimentación secundaria, tras el paso de las aguas por el reactor biológico.

Lombricultura: actividades de cría y producción de lombrices detritívoras (formadoras de humus) y/o el tratamiento, por medio de ellas (mediante procesos de oxidación biológica), de residuos orgánicos para su reciclaje en forma de abono.

Lombrifiltros: sistema de tratamiento de aguas residuales, consistente en un filtro percolador dinámico o filtro de lombrices, compuesto por diferentes lechos filtrantes y por lombrices de la especie *Eisenia Foetida*. El agua a tratar se rocía por medio de un sistema de distribución sobre el filtro. Al migrar el agua a través del filtro, se va quedando retenida la materia orgánica, que posteriormente es consumida por las lombrices, quienes la convierten en humus y materia corporal de las mismas. En conjunto con las lombrices, se genera una rica flora bacteriana, que también consume materia orgánica.

Ludzack-Ettinger (proceso): proceso biológico de dos etapas desnitrificación-nitrificación, con una zona anóxica seguida de una aeróbica. La colocación de la zona anóxica por delante de la aeróbica permite que la zona de desnitrificación cuente con la fuente de materia orgánica fácilmente biodegradable, presente en el afluente, cuya presencia es necesaria en los procesos de desnitrificación.

M

Macrofitos: en las comunidades acuáticas marinas y de agua dulce, las plantas y algas de mayor tamaño, en oposición a los microfitos. Incluyen numerosos grupos taxonómicos.

Macronutrientes: elementos que un organismo necesita en grandes cantidades para permanecer vivo (C, H, O, N, P, K y S).

Maduración: proceso de fermentación de la materia orgánica, que descompone las sustancias fácilmente digeribles, dejando como resultado únicamente las porciones más resistentes a la acción bacteriana.

Mantenimiento: conjunto de actuaciones que tienen por objeto asegurar y garantizar el normal funcionamiento de todos los equipos e instalaciones de una PTAR.

Materia coloidal: *ver coloide.*

Materia sedimentable: materia que se separa fácilmente, por gravedad, de la fase en la que se encuentra suspendida.

Materia disuelta: *ver disolución.*

Materia en suspensión: *ver sólidos en suspensión.*

Materia inorgánica: *ver compuestos inorgánicos.*

Materia orgánica: *ver compuestos orgánicos.*

Medidor de caudal: *ver caudalímetro.*

Medio filtrante: en tratamiento de aguas residuales, sustrato que atraviesa el afluente a tratar.

Medio receptor: *ver cuerpo receptor.*

Membrana: delgada barrera que permite, a algunos sólidos o líquidos, pasar a través de ella y a otros no, por lo que se emplean para la separación de sustancias.

Mercaptanos: serie de compuestos que se caracterizan por tener el grupo mercapto (-SH) en su molécula. Suelen encontrarse en el biogás.

Mesófilo: término aplicado a los microorganismos cuya temperatura óptima de crecimiento se encuentra entre 20-40 °C.

Metabolismo: conjunto de reacciones químicas que se dan constantemente en las células de los seres vivos, con el fin de sintetizar sustancias complejas a partir de otras más simples, o degradar aquellas para obtener estas. Las reacciones

metabólicas se organizan en rutas o secuencias de reacciones degradativas y biosintéticas de compuestos biológicos, denominadas catabólicas y anabólicas, respectivamente.

Metabolitos: productos del metabolismo.

Metales pesados: elementos químicos del grupo de los metales, con densidad superior a 4,5 g/cm^3 y peso atómico elevado. Entre ellos se encuentran: cadmio, cobre, cromo, mercurio, plomo, etc. La mayoría son tóxicos para el ser humano, incluso a bajas concentraciones.

Metano: gas inflamable, incoloro e inodoro de fórmula CH_4 Forma mezclas explosivas con el aire. Es el hidrocarburo más simple, producto de la descomposición anaerobia. Componente, entre otros, del gas natural y del biogás, en ambos como componente principal. Junto con el dióxido de carbono y los óxidos de nitrógeno, es uno de los principales causantes del efecto invernadero.

Metanogénesis: fase final de la degradación anaerobia, en la que se forma metano.

Mezcla completa: modelo de reactor ideal, que se caracteriza porque su contenido está perfectamente agitado y su composición en cada instante es la misma en todos los puntos del reactor.

Microalgas: individuos unicelulares o pluricelulares, cuyas células funcionan independientemente, realizando todas las funciones vitales. En general, son autótrofos, obteniendo vía fotosíntesis, los nutrientes orgánicos que precisan, a partir de materias primas inorgánicas.

Micronutrientes: sustancias minerales que necesitan los organismos, pero en cantidades muy pequeñas (Fe, Mg, Ca, B, Zn, Cu, Mn, Co, Mo).

Microorganismos: organismos que son tan pequeños que sólo pueden ser observados a través del microscopio.

Mineralización: referido a los lodos que se generan en el tratamiento de las aguas residuales, reducción en su contenido en materia orgánica e incremento en su contenido en materia mineral.

Modelo de flujo disperso: régimen de transición entre el flujo pistón y el de mezcla completa, definido por las características geométricas del reactor.

Modelo de flujo pistón: *ver flujo pistón.*

Modelo de mezcla completa: aplicado a reactores biológicos, implica que las tasas de reacción son constantes en el reactor y la demanda de oxígeno es idéntica en cualquier punto del mismo.

Monitoreo: seguimiento de un proceso o sistema mediante la toma de muestras y su análisis programado.

Motorreductor: dispositivo mecánico que permite reducir la velocidad de giro de un motor.

Muestra compuesta: combinación de muestras individuales que son recogidas en un mismo punto, a intervalos predeterminados, a fin de minimizar los efectos de variabilidad de la muestra individual. Los volúmenes de las submuestras individuales, que componen la muestra compuesta, pueden ser iguales o proporcionales al caudal al momento de extracción de la muestra.

N

Nematodos: gusanos nematelmintos en los que se engloban tanto especies de vida libre, que son metabólicamente independientes, como especies parásitas, que tienen dependencia de un hospedador a fin de continuar su ciclo de vida.

Nitratos: sales del ácido nítrico (HNO_3). Son nutrientes fácilmente asimilables por las plantas, por lo que son utilizadas como fertilizantes. Los aportes de nitratos al mar y al agua de ríos y lagos favorecen el crecimiento de algas (eutrofización).

Nitrificación: proceso por el cual el amoniaco es oxidado a nitrito y posteriormente a nitrato, mediante reacciones bacterianas (bacterias nitrificantes: *nitrosomonas* y *nitrobacter*), o químicas. Se trata de una importante parte del ciclo del nitrógeno, que pone a disposición de las plantas este elemento en una forma fácilmente asimilable por ellas.

Nitrificación-desnitrificación: proceso secuencial por el que se elimina el nitrógeno presente en las aguas residuales vía biológica. Para ello, se alterna una etapa en ausencia de O_2 (anóxica), en la que las bacterias desnitrificantes degradan la materia orgánica, usando el NO_3^- como fuente de oxígeno, transformándolo en NO_2^-, que posteriormente se reduce a N_2 gas (que escapa a la atmósfera), y

una etapa en la que el nitrógeno orgánico y el amoniacal se oxidan a nitrato en presencia de oxígeno.

Nitrificantes (organismos): organismos autótrofos quimiolitotróficos, que incluyen especies de los géneros *Nitrosomonas, Nitrosococcus, Nitrobacter* y *Nitrococcus*. Estas bacterias consiguen su energía por la oxidación de los compuestos inorgánicos del nitrógeno.

Nitritos: sales del ácido nitroso (HNO_2). Sustancias tóxicas, a partir de las cuales pueden formarse nitrosaminas, que son cancerígenas.

Nitrobacter: *ver nitrificantes (organismos*).

Nitrógeno amoniacal: nitrógeno combinado en forma de amoniaco (NH_3), o de amonio (NH_4^+).

Nitrógeno Kjeldhal: cantidad de nitrógeno determinada por el método Kjeldahl. Incluye el nitrógeno presente en forma orgánica y el nitrógeno en forma amoniacal.

Nitrógeno orgánico: nitrógeno que forma parte de la materia viva. Se determina por diferencia entre el contenido en nitrógeno Kjeldhal y el que se encuentra en forma amoniacal.

Nitrógeno total: suma del nitrógeno presente en una muestra en sus diferentes formas: nitrógeno orgánico, nitrógeno amoniacal, nitrógeno en forma nitrosa y nitrógeno en forma nítrica.

Nitrosomonas: *ver nitrificantes (organismos).*

Nivel freático: posición del nivel del agua en un acuífero libre, respecto de la superficie del terreno.

Nutriente: cualquier sustancia que promueve el crecimiento de los organismos vivos. El término es generalmente aplicado para el nitrógeno y el fósforo en aguas residuales, pero también se aplica a otros elementos esenciales y a elementos traza. Cuando un nutriente es más escaso, y su concentración controla la tasa de crecimiento de los microorganismos, se le denomina nutriente limitante.

O

Obra de llegada: las aguas a tratar en las PTAR deben ingresar previamente en una cámara de llegada, a la que se conectan todos los colectores que transportan las aguas residuales generadas por la población a la que se le da servicio, para su tratamiento. Tras esta cámara se disponen las distintas etapas del pretratamiento.

Organismo: entidad biológica capaz de reproducirse, o de transferir material genético, incluyéndose dentro de este concepto a las entidades microbiológicas, sean o no celulares.

Organismo aerobio: organismo que puede vivir, o desarrollarse, en presencia de oxígeno, cuyo metabolismo es oxidativo (respiración aerobia y celular) y en el que el oxígeno se usa para producir energía a partir de los carbohidratos (azúcares) *(ver bacterias aerobias).*

Organismo anaerobio: *ver bacterias anaerobias.*

Organismo autótrofo: organismo capaz de sintetizar sus metabolitos esenciales a partir de sustancias inorgánicas.

Organismos descomponedores: organismos capaces de aprovechar la materia y la energía que presentan los restos de los animales y de las plantas, hasta transformarlos en materia inorgánica.

Organismos heterótrofos: organismos que deben alimentarse con las sustancias orgánicas sintetizadas por otros organismos, bien autótrofos o heterótrofos a, su vez.

Organismo patógeno: *ver patógeno.*

Organoclorado: compuesto químico orgánico, en el que algunos de los átomos de hidrógeno unidos al carbono, han sido reemplazados por átomos de cloro, que se unen mediante enlaces covalentes.

Oxidación: reacción química, en la cual uno de los reactivos se combina con un agente capaz de aceptar electrones (reduciéndose), mientras que el otro los dona (oxidándose). Todo proceso en el que un elemento pierde electrones.

Oxidación biológica: proceso consistente en reacciones de transferencia de electrones de unas moléculas a otras en las células vivas, para la producción de energía. Proceso mediante el cual los organismos vivos, en presencia de oxígeno, convierten la materia orgánica en una forma más estable o mineralizada.

Oxidación química: oxidación mediante la adición de compuestos químicos.

Oxígeno disuelto: oxígeno molecular incorporado al agua en fase líquida. La solubilidad del oxígeno en agua depende, además de su presión parcial, de la temperatura. La concentración de oxígeno disuelto en las aguas naturales es crucial para los animales acuáticos que lo utilizan en la respiración. Se expresa en ppm, mg/L o en porcentaje de saturación.

Ozonización: desinfección mediante la adición de ozono.

Ozono: molécula triatómica de oxígeno, presente de forma natural en las capas altas de la atmósfera. De fórmula O_3, el ozono es una sustancia con aplicaciones industriales, empleándose en la desinfección de las aguas.

P

PAO (Poliphosfate Accumulating Organisms): *ver bacterias PAO*.

Parásitos: organismos que viven sobre, o dentro, de un organismo de una especie distinta (huésped), de laque se nutren.

Parshall: *ver canal Parshall.*

Patógeno: que produce, o es capaz de producir, enfermedad.

PEAD: Polietileno de Alta Densidad.

Percolación: circulación vertical descendente del agua a través de un medio filtrante.

Pérdida de carga: pérdida de presión que se produce en un fluido debido a la fricción de las partículas del fluido entre sí y contra las paredes de la tubería que las conduce.

Permeabilidad: capacidad de un material para permitir que un fluido lo atraviese sin alterar su estructura interna. La velocidad de paso del fluido depende de: la porosidad del material, de la densidad del fluido y de la a presión a que este está sometido.

pH: medida de la acidez o basicidad de una disolución. Se define como el menos logaritmo de la concentración de iones de hidrógeno, expresada en moles por litro. La escala de pH varía de 0 a 14. Las soluciones neutras tienen un pH de 7, las ácidas presentan un pH menor que 7 y las básicas o alcalinas, mayor que 7. El pH es una magnitud importante en los ecosistemas acuáticos y edáficos.

Plan maestro de alcantarillado: plan de ordenamiento del sistema de alcantarillado de una localidad para un horizonte de planeamiento dado.

Pluviometría: parte de la meteorología que mide y estudia la cantidad, la intensidad y la regularidad de las lluvias. Medida de las precipitaciones caídas en una localidad, o región, durante un tiempo dado.

Pluviómetro: aparato que recoge las aguas de lluvia y permite estimar, a partir del volumen recolectado, la intensidad de la precipitación, en volumen por unidad de superficie, para un lugar dado durante un intervalo de tiempo.

Población de diseño: población para la que se dimensiona una infraestructura hidráulica, teniendo en cuenta el año horizonte en el que la infraestructura finaliza su vida útil.

Población de tamaño grande: a los efectos de la presente guía, se define como población de tamaño grande a la que cuenta con más de 20.000 habitantes.

Población horizonte: *ver población de diseño.*

Población de tamaño mediano: a los efectos de la presente guía, se define como población de tamaño mediano a la que cuenta con 5.000-20.000 habitantes.

Población de tamaño pequeño: a los efectos de la presente guía, se define como población de tamaño pequeño a la que cuenta con menos de 5.000 habitantes.

Población servida: población a la que da servicio una infraestructura hidráulica.

Polielectrolito: cualquier polímero que posea grupos electrolitos. Polímeros cuyas unidades de repetición soportan un grupo electrolito, positivo o negativo (policationes o polianiones), que se disocian en disoluciones acuosas, por lo que quedan como polímeros cargados. Se empelan en las operaciones de acondicionamiento de los lodos a deshidratar.

Polietileno: polímero de etileno ($-CH_2-CH_2-$), con numerosas aplicaciones en la fabricación de tuberías, envases, láminas de impermeabilización, etc.

Polifosfatos: fosfatos que contienen más de un átomo de fósforo, con enlaces P-O-P.

Polihidroxibutirato (PHB, ácido polihidroxibutírico): polímero perteneciente a la clase de los poliésteres, que es producido por ciertos microorganismos como un producto de asimilación del carbono (a partir de glucosa o almidón) y es empleado como una forma de almacenamiento de energía, para ser metabolizado cuando otras fuentes de energía no están disponibles.

Polisacáridos: polímeros cuyos constituyentes (monosacáridos), se unen repetitivamente mediante enlaces glucosídicos.

Porosidad: relación entre el volumen de huecos y el volumen total de una fracción definida de material. Generalmente se expresa en porcentaje.

Potencial redox: potencial eléctrico requerido para transferir electrones desde un oxidante a un reductor. Se emplea como medida cualitativa del estado de oxidación en los sistemas de tratamiento de agua. Se mide en voltios (V).

Pozo de gruesos: dispositivo que se sitúa a la entrada de las aguas residuales a las PTAR, al objeto de facilitar la extracción de los objetos de gran tamaño presentes en las aguas. Esta extracción se lleva a cabo con la ayuda de cucharas bivalvas.

Pretratamiento: serie de operaciones físicas y mecánicas, que tienen por objetivo separar del agua residual la mayor cantidad posible de materias, que, por su naturaleza o tamaño, pueden dar lugar a problemas en las etapas posteriores del tratamiento. Las operaciones incluidas en el Pretratamiento son: Desbaste, Desarenado y Desengrasado *(ver: Desbaste, Desarenado, Desengrasado)*.

PRFV: poliéster reforzado con fibra de vidrio. Material compuesto, formado por una matriz de plástico o resina, reforzada con fibras de vidrio.

Procesos biológicos: en depuración, operaciones en las que los cambios en las características y propiedades de las aguas se llevan a cabo en presencia de microorganismos (bacterias principalmente). Entre estos procesos se encuentran: la eliminación de contaminación biodegradable presente en forma soluble o coloidal, la eliminación biológica de nutrientes, la estabilización aerobia y anaerobia de lodos, etc.

Procesos de biomasa en suspensión: tecnologías de depuración en las que el desarrollo de un cultivo bacteriano, que degrada la materia orgánica, se produce en el seno de las aguas a tratar, quedando dicha biomasa suspendida en el licor mezcla.

Procesos de biopelícula o de película fija: en depuración, tecnologías en las que se utiliza la capacidad que tienen la mayoría de los microorganismos para reproducir exopolímeros que les permiten adherirse, y formar una biopelícula, que integra la biomasa, responsable de la degradación de la materia orgánica, y que se encuentra adherida a un soporte inerte.

Proteínas: moléculas de gran tamaño formadas por una o más cadenas de aminoácidos, que siguen un orden específico, y construidas según la información genética codificada por el RNA.

Protoplasma: conjunto de citoplasma y núcleo de las células.

Protozoo: organismo unicelular que se alimenta de bacterias, nano-fitoplancton, partículas orgánicas y otros protozoos, por lo que contribuye a la purificación de los efluentes finales de las instalaciones de tratamiento de aguas residuales.

Psicrófilo: organismos capaces de vivir a temperaturas por debajo de los 5 °C.

PTAR (Planta de Tratamiento de Aguas Residuales): conjunto de unidades de tratamiento convenientemente dispuestas para llevar adelante procesos y operaciones unitarias (físicas, químicas y biológicas), que permitan descargar en el cuerpo receptor aguas tratadas, cuya calidad sea compatible con las exigencias legales y/o con la utilización de las aguas abajo de la población.

PTAR de tamaño grande: a los efectos de la presente guía, se define como PTAR de tamaño grande a la que da servicio a más de 20.000 habitantes.

PTAR de tamaño mediano: a los efectos de la presente guía, se define como PTAR de tamaño mediano a la que da servicio a 5.000-20.000 habitantes.

PTAR de tamaño pequeño: a los efectos de la presente guía, se define como PTAR de tamaño pequeño a la que da servicio a menos de 5.000 habitantes.

Purga de lodos: retirada periódica de los lodos que se van acumulando en el fondo de los sedimentadores que se emplean en el tratamiento de las aguas residuales.

PVC: cloruro de polivinilo. Polímero orgánico obtenido por polimerización del cloruro de vinilo. Sus propiedades de resistencia a ácidos y bases, estabilidad y plasticidad hacen que sea uno de los productos más utilizados de la industria del plástico, con numerosas aplicaciones.

Q

Quimioautótrofo: organismo que emplea compuestos inorgánicos como fuente de energía.

Quimioheterótrofo: organismo que utiliza compuestos orgánicos como fuente de energía.

R

Radiación: propagación de la energía en el espacio. Energía que se propaga sin el concurso de la materia.

Radiación solar: energía que se propaga en el espacio procedente del sol. Radiación total de luz directa, difusa o dispersa, que se recibe sobre una superficie horizontal, por unidad de superficie y unidad de tiempo. Se mide en Langleys/d (cal/cm^2/d).

Radiación UV: región del espectro electromagnético con longitudes de onda comprendidas entre 100-400 nanómetros (nm). En el tratamiento de las aguas residuales se emplea como agente desinfectante.

Reactor biológico: en los procesos de tratamiento biológico de las aguas residuales, recintos donde se ponen en contacto las aguas a tratar, con la biomasa bacteriana. También se les denomina cubas biológicas.

Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA): tecnología de tratamiento, vía a anaerobia, en la que las aguas residuales a tratar pasan a través de un manto de lodos a baja velocidad ascensional.

Reactores de mezcla completa: *ver flujo de mezcla completa.*

Reactores secuenciales discontinuos (SBR): proceso de tratamiento biológico de las aguas residuales, que combina en un mismo reactor los proceso de aireación y de sedimentación secundaria.

Red de drenaje: *ver drenaje.*

Red de saneamiento: red de evacuación de las aguas residuales y pluviales de los núcleos urbanos.

Regeneración de aguas residuales: procesos de tratamiento por el cual las aguas residuales depuradas se someten a los procesos adicionales de tratamiento, que puedan ser necesarios para adecuar su calidad a los usos previstos.

Resistencia estructural: capacidad que tienen los elementos estructurales de aguantar los esfuerzos a los que están sometidos sin romperse.

Respiración: conjunto de reacciones metabólicas por el que las células reducen el oxígeno, con producción de energía y agua.

Respiración endógena: proceso de auto-oxidación, por la que los organismos metabolizan su propio material celular, sin reponerlo, en ausencia de aportes exógenos de alimento.

Reúso de aguas: *ver reutilización.*

Reutilización: aplicación, antes de su devolución al dominio público hidráulico, para un nuevo uso privativo de las aguas que, habiendo sido utilizadas por quien las derivó, se han sometido al proceso o procesos de depuración establecidos en la correspondiente autorización de vertido y a los necesarios de regeneración, para alcanzar la calidad requerida en función de los usos a que se van a destinar.

Rizoma: tallo subterráneo horizontal, del que parten raíces y tallos verticales.

S

Salinidad: expresión porcentual, o en peso por unidad de volumen, del contenido en sales de las aguas.

Saneamiento: evacuación de aguas residuales y pluviales mediante una red de alcantarillado.

Saturación: estado de una disolución en el que el soluto alcanza su concentración máxima y ya no puede disolverse más.

Sedimentación: operación unitaria empleada en la separación o aislamiento de un sólido de un líquido, por acción de la gravedad, en condiciones de reposo.

Sedimentador: dispositivo usado para separar por gravedad las partículas en suspensión en una masa de agua. Se usa en el tratamiento de las aguas residuales, distinguiéndose entre sedimentadores primarios (dispuestos tras el pretratamiento), y secundarios (ubicados tras el reactor biológico).

Séptico: en condiciones de putrefacción.

Sifón: tubería en forma de U, que permite, entre otras cosas, vaciar de forma periódica y automática, un depósito cuando el sifón se ceba.

Sifón de descarga controlada: tipo de sifón que se emplea para alimentar de forma intermitente a los humedales artificiales de flujo vertical.

Simbiosis: asociación de individuos animales y/o vegetales de diferentes especies, en la que todos sacan provecho de su vida en común.

Síntesis: reacción por la que se unen dos o más elementos para crear una sustancia nueva.

Sistema de alcantarillado sanitario: conjunto de colectores secundarios, principales, interceptores, emisarios, bombeo, cámaras de inspección, terminales de limpieza y tubos de inspección y limpieza, que recogen y transportan aguas residuales hasta la planta de tratamiento o disposición final. Denominado también sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

Sistema de alcantarillado pluvial: conjunto de colectores secundarios, principales, cámaras de inspección, tuberías de conexión, cámaras de conexión, sumideros y conjunto cordón - cuneta, que recogen y transportan aguas pluviales hasta su disposición final. Denominado también sistema de recolección y evacuación de aguas pluviales.

Sistema de alcantarillado sanitario separado: sistema destinado a recolectar y transportar aguas residuales, con un solo tubo.

Sistema de alcantarillado combinado: sistema que recolecta y transporta conjuntamente aguas residuales y pluviales, en un solo tubo.

Sobrecarga: en los sistemas de tratamiento de las aguas residuales, carga que recibe le sistema por encima de sus parámetros de dimensionamiento. Puede ser sobrecarga hidráulica y/o de sobrecarga orgánica.

Sólidos disueltos: fracción del total de sólidos en el agua que pasan a través de un papel de filtro estandarizado. Incluyen la materia coloidal y los compuestos orgánicos e inorgánicos solubles.

Sólidos en suspensión totales: fracción del total de sólidos en el agua que pueden ser separados por filtración a través de un papel de filtro estandarizado. Aproximadamente el 60% de los sólidos en suspensión son sedimentables y un 75% de ellos son de naturaleza orgánica.

Sólidos en Suspensión en el Licor Mezcla (SSLM): medida de la concentración de biomasa en un reactor biológico (g/L).

Sólidos sedimentables: fracción del total de sólidos en el agua que se separan de la misma por acción de la gravedad, durante un período determinado (generalmente 30 minutos) y en unas condiciones preestablecidas.

Sólidos totales: conjunto de los sólidos presentes en las aguas, incluyendo los sedimentables, los disueltos y los que se encuentran en suspensión.

Sólidos volátiles: fracción de los sólidos totales que desaparecen por calcinación.

Sonda de nivel: dispositivo para medir el nivel de un líquido en un depósito.

Sulfatos: sales del ácido sulfúrico (SO_4^-).

Sulfhídrico: hidrácido de fórmula H_2S. Este gas, más pesado que el aire, es inflamable, incoloro, tóxico y presenta un fuerte olor a huevos podridos, típico de los ambientes anaerobios.

Sulfuros: combinación del azufre (número de oxidación -2) con un elemento químico, o con un radical.

Suministro de agua potable: *ver abastecimiento.*

Superficie específica: superficie por unidad de volumen (m^2/m^3).

Suspensión: mezcla no homogénea, que puede separarse fácilmente por filtración.

Sustrato: sustancia capaz de ser transformada por una reacción enzimática.

T

Tamiz: dispositivo, que mediante procesos físicos y mecánicos, separa materiales sólidos de tamaños de partícula superior a la luz de paso.

Taninos: compuestos fenólicos que se encuentran en los vegetales, o se generan en procesos bioquímicos.

Tanque de tormenta: elementos de control de la red de saneamiento, destinados a limitar los caudales que se alivian en los periodos de tiempo de lluvia. El criterio más generalizado es que el volumen del tanque de tormenta sea capaz de retener, como mínimo, las aguas contaminadas producidas en los primeros 20 minutos de lluvias.

Tanque Imhoff: dispositivo empleado en el tratamiento primario de las aguas residuales, que consta de un único depósito, en el que se separan la zona de sedimentación, que se sitúa en la parte superior, de la de digestión de los sólidos decantados, que se ubica en la zona inferior del depósito. 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.

Tanque séptico: dispositivo, que generalmente se dispone enterrado, y que permite un tratamiento primario de las aguas residuales, reduciendo su contenido en sólidos en suspensión, tanto sedimentables como flotantes.

Tasa de recirculación: relación entre el caudal que se recircula al reactor y el caudal afluente al mismo.

Tecnologías extensivas: tecnologías para el tratamiento biológico de las aguas residuales urbanas, que requieren intervenciones de bajo impacto ambiental, logrando la reducción de la carga contaminante con costos de operación inferiores a los de los tratamientos intensivos y con unas necesidades de mantenimiento sin grandes dificultades técnicas, lo que permite su intervenciones por personal no especializado. Entre ellas se encuentran las Lagunas de Estabilización, los Lombrifiltros y los Humedales Artificiales.

Tecnologías intensivas: tecnologías para el tratamiento biológico de las aguas residuales urbanas, en las que el oxígeno, necesario para la biodegradación de los contaminantes, se aplica mediante equipos electromecánicos (turbinas, compresores, eyectores). En ellas se encuadran las distintas modalidades de los Lodos Activados.

Temperatura: variable de estado directamente proporcional a la energía cinética media de las partículas de un cuerpo.

Temporizador: dispositivo que, mediante diversos mecanismos, permite regular la conexión ó desconexión de un circuito eléctrico.

Termoclina: zona de gradiente rápido de temperatura entre el agua superficial, más caliente, y el agua más fría y profunda en un lago, embalse, océano o mar. Se ubica entre el epilimnion y el hipolimnion.

Tiempo de Retención Hidráulica (TRH): cociente entre el volumen de un recipiente y el caudal aplicado (h, d).

Tiempo de retención celular: tiempo medio en el que los microorganismos se mantienen en el reactor *(ver edad del lodo)* (h, d).

Timina: compuesto heterocíclico derivado de la pirimidina. Es una de las cinco bases nitrogenadas constituyentes de los ácidos nucleicos. Forma parte del ADN.

Topografía: representación gráfica de la superficie terrestre.

Tornillo de Arquímedes: máquina helicoidal utilizada para la elevación de fluidos.

Totora: *Schoenoplectus californicus*. Planta herbácea perenne acuática, de la familia de las ciperáceas, común en esteros y pantanos de América del Sur.

Toxicidad: cualquier efecto adverso de una sustancia en un organismo vivo. El término se usa para describir el potencial que tiene una sustancia para causar efectos adversos. El grado de toxicidad de una sustancia es directamente proporcional a la concentración y al tiempo de exposición de esta. Esta relación varía con la etapa de desarrollo del organismo.

Tóxico: sustancia que puede causar efectos adversos en los organismos expuestos, como resultado de interacciones fisicoquímicas con sus tejidos.

Tratamiento avanzado: procesos físicos y químicos especializados que reducen la cantidad de nutrientes (N y P), que permanecen en las aguas residuales tratadas después de un tratamiento secundario.

Tratamiento biológico: tratamiento a que se someten las aguas residuales biodegradables, en el que, con el concurso de microorganismos, se consigue la degradación de los contaminantes.

Tratamiento fisicoquímico: en este tipo de tratamiento, mediante la adición de reactivos químicos, se consigue mejorar la reducción de los sólidos en suspensión, al eliminarse también sólidos coloidales, gracias al incremento del tamaño y densidad de los mismos, mediante procesos de coagulación-floculación.

Tratamiento primario: según la Directiva 91/271/CEE, *"tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante un proceso físico o fisicoquímico. que incluya la*

sedimentación de sólidos en suspensión, u otros procesos en los que la DBO_5 de las aguas residuales que entren, se reduzca, por lo menos, en un 20% antes del vertido, y el total de sólidos en suspensión en las aguas residuales de entrada se reduzca, por lo menos, en un 50%".

Tratamiento secundario: según la Directiva 91/271/CEE, "*tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante un proceso que incluya un tratamiento biológico con sedimentación secundaria u otro proceso, en el que se respeten los requisitos que se establecen reglamentariamente*".

Tratamiento terciario: permite obtener efluentes finales de mejor calidad, para que puedan ser vertidos en zonas donde los requisitos son más exigentes, o para que puedan ser reutilizados en otros usos.

Trihalometanos: compuestos químicos volátiles que se generan por la reacción de la materia orgánica con el cloro utilizado en desinfección. En esta reacción se reemplazan tres de los cuatro átomos de hidrógeno del metano por átomos de cloro. Son compuestos tóxicos.

Turbidez: modificación de la transparencia del agua debido a la presencia en la misma de materia coloidal y suspendida.

U

UFC: Unidades Formadoras de Colonias. En estas unidades, por 100 mL, se expresan las concentraciones de coliformes y estreptococos fecales presentes en las aguas residuales y en los efluentes tratados.

Ultrasonido: onda acústica cuya frecuencia está por encima del límite audible por el oído humano (aproximadamente 20 kHz).

Ultravioleta: *ver radiación UV.*

V

Valor límite de emisión: valor máximo de concentración que se permite en un efluente tratado para un parámetro determinado, antes de su vertido a un medio receptor.

Valores de emisión: cantidad o concentración de los contaminantes presentes en un vertido. Se miden en el propio vertido.

Valores de inmisión: cantidad o concentración de los contaminantes presentes en el cuerpo receptor. Se mide en el cuerpo receptor, tras si dilución con las aguas circulantes.

Válvula: dispositivo mecánico con el cual se puede iniciar, detener o regular la circulación (paso) de líquidos o gases, mediante una pieza movible que abre, cierra u obstruye, un orificio o conducto.

Velocidad ascensional: caudal de un fluido dividido por la superficie del depósito por el que se desplaza ascensionalmente ($m^3/m^2/h$, m/h) (*ver carga superficial).*

Velocidad de sedimentación: velocidad final de caída a la que se produce el depósito de los sólidos sedimentables en suspensión.

Vertedero de aforo: dispositivo para la medición de caudales en canales abiertos, constituido por una pared que se dispone perpendicularmente a la dirección del flujo, y que produce una elevación del nivel del agua. Midiendo esta elevación se calcula el caudal circulante.

Vertedero Sutro: tipo de vertedero que se emplea como sección de control en los canales desarenadores de flujo constante.

Vertedero Thompson: tipo de vertedero que suele emplearse en la salida de los sedimentadores y que presenta forma de sierra.

Vertedero triangular: dispositivo para la medición de caudales en canales abiertos.

Vertido: acción y efecto de verter. En su afección ambiental se utiliza para designar la corriente de desperdicios, ya sean líquidos, sólidos o gaseosos, que se introduce en el medio ambiente.

Virus: organismo de estructura muy sencilla, compuesto de proteínas y ácidos nucleicos y capaz de reproducirse sólo en el seno de células vivas específicas, utilizando su metabolismo. Componente permanente de los virus es el ácido nucleico (ADN o ARN), envuelto por una cubierta proteica, llamada cápside.

Volátil: se dice de la sustancia líquida o sólida, con tendencia a pasar al estado de vapor a la temperatura ordinaria.

Z

Zonas húmedas naturales: *ver humedales naturales.*

Zona radicular: conjunto de raíces de una planta.

Zooplancton: designación colectiva de los organismos no fotosintéticos que existen en el plancton.

Zona ecológica: área geográfica con rasgos geológicos, biológicos (flora y fauna) y climáticos, homogéneos.

Anexo 4

Glosario de unidades

a: año

Bs: bolivianos

Bs/hab: bolivianos por habitante

Bs/hab/año: bolivianos por habitante y año

Bs/kg DBO_5/d: bolivianos por kg de DBO_5 y día

Bs/m^3/d: bolivianos por metro cúbico y día

ºC: grado centígrado

d: día

g: gramo

g/L: gramos por litro

g DBO_5/hab/d: gramos de DBO_5 por habitante y día

g DBO_5/m^2/d: gramos de DBO_5 por metro cuadrado y día

g DQO/hab/d: gramos de DQO por habitante y día

g m.s./hab/d: gramos de materia seca por habitante y día

g N/hab/d: gramos de Nitrógeno por habitante y día

g P/hab/d: gramos de Fósforo por habitante y día

g O_2/h/m: gramos de oxígeno por hora y metro

g SST/m^2/d: gramos de Sólidos en Suspensión Totales por metro cuadrado y día

h: hora

ha: hectárea

hab: habitante

ºK: grado Kelvin

kg: kilogramo

kg/cm²: kilogramos por centímetro cuadrado

kg/m²/d: kilogramos por metro cuadrado y día

kg/m³: kilogramo por metro cúbico

kg DBO_5/d: kilogramos de DBO_5 por día

kg DBO_5/h: kilogramos de DBO_5 por hora

kg DBO_5/kg SSLM/d: kilogramos de DBO_5 por kilogramo de Sólidos en Suspensión en el Licor Mezcla y día

kg DBO_5/m³/d: kilogramos de DBO_5 por metro cúbico y día

kg DQO/m³/d: kilogramos de DQO por metro cúbico y día

kg m.s./m²/a: kilogramos de materia seca por metro cuadrado y año

kg m.s./m³: kilogramos de materia seca por metro cúbico

kg N/m³/d: kilogramos de Nitrógeno por metro cúbico y día

kg O_2/d: kilogramos de oxígeno por día

kg O_2/kWh: kilogramos de oxígeno por kilowatt y hora

kg SSLM: kg de Sólidos en Suspensión en el Licor Mezcla

kg SSVLM: kg de Sólidos en Suspensión Volátiles en el Licor Mezcla

kg SST/d: kilogramos de Sólidos en Suspensión Totales por día

kg SSV/m³: kilogramos de Sólidos en Suspensión Volátiles por metro cúbico

kg SV/m³: kilogramos de Sólidos Volátiles por metro cúbico

kg SV/m³/d: kilogramos de Sólidos Volátiles por metro cúbico y día

km2: kilómetro cuadrado

kW: kilowatt

kW/h: kilowatts por hora

L: litro

L/s: litro por segundo

L/hab/a: litro por habitante y año

L/hab/d: litro por habitante y día

m: metro

m/h: metros por hora

m/s: metros por segundo

m/s²: metros por segundo al cuadrado

m²: metro cuadrado

m²/hab: metros cuadrados por habitante

m²/kg DBO_5/d: metros cuadrados por kg de DBO_5 y día

m²/m³: metros cuadrados por metro cúbico

m²/m³/d: metros cuadrados por metro cúbico y día

m³: metro cúbico

m³/d: metros cúbicos por día

m^3/h: metros cúbicos por hora

$m^3/kg\ DBO_5$: metros cúbicos por kg de DBO_5

$m^3/m/h$: metros cúbicos por metro y hora

$m^3/m^2/h$: metros cúbicos por metro cuadrado y hora

m^3/s: metros cúbicos por segundo

mg: miligramo

$mg/g\ DBO_5$: miligramos por gramo de DBO_5

mg/L: miligramos por litro

$mg\ N\text{-}NO_3/L$: miligramos de nitrógeno, en forma de nitrato, por litro

$mg\ N\text{-}NH_3/L$: miligramos de nitrógeno, en forma de amoniaco, por litro

$mg\ NO_3/L$: miligramos de nitratos por litro

$mg\ O_2/L$: miligramos de oxígeno por litro

$mg\ P\text{-}PO_4/L$: miligramo de fósforo, en forma de fosfato, por litro

$mg\ PO_4/L$: miligramos de fosfatos por litro

min: minuto

mL: mililitro

mJ/cm^2: milijulios por centímetro cuadrado

mL/L: mililitros por litro

mm: milímetro

mm/a: milímetros por año

mm c.a.: milímetros de columna de agua

mm Hg: milímetros de mercurio

m.s.n.m.: metros sobre el nivel del mar

mW/cm²: miliwatts por centímetro cuadrado

nm: nanómetro

Nm³: Normal m^3 (a 0 ºC y 1 atm)

Nm³/h: Normal m^3 por hora

NMP/100 mL: Número Más Probable por 100 mL

s: segundo

t: tonelada

t/d: toneladas por día

u.log.: unidades logarítmicas

µg/L: microgramos por litro

µm: micrómetro

UFC: Unidades Formadoras de Colonias

UNT: Unidades Nefelométricas de Turbidez

W: watt

Wh: watts por hora

%: tanto por ciento

La Fundación Pública Andaluza Centro de las Nuevas Tecnologías (CENTA), es un Centro de Investigación adscrito a la Consejería de Agricultura, Ganadería, Pesca y Desarrollo Sostenible de la Junta de Andalucía, y que está apoyado por entidades públicas y privadas del sector del agua.

Como Gerente de la **Fundación CENTA**, quisiera agradecer la confianza prestada por el **Banco Interamericano de Desarrollo (BID), la Agencia Española de Cooperación para el Desarrollo (AECID)** y el **Ministerio de Medio Ambiente y Agua (MMAyA)**, al encargarnos la redacción de la ***Guía técnica para la selección y el diseño de líneas de tratamiento de aguas residuales***. También quisiéramos reconocer el apoyo técnico recibido del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) para la revisión y mejora de la presente Guía.

Confiamos, en que esta Guía se convierta en una herramientaútil para la selección y el diseño de las líneas de tratamiento de las aguas residuales generadas en las distintas condiciones geográficas y climáticas bolivianas y, que contribuya por tanto, a la reducción de la contaminación de las masas de agua del país.

Álvaro Real Jiménez

Director General de Infraestructuras del Agua Junta de Andalucía

---

ESTADO PLURINACIONAL DE BOLIVIA
MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y AGUA | VICEMINISTERIO DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO

Autoría:

FUNDACIÓN PÚBLICA ANDALUZA CENTRO DE LAS NUEVAS TECNOLOGÍAS DEL AGUA (CENTA)
Consejería de Agricultura, Ganadería, Pesca y Desarrollo Sostenible

Con la colaboración de:

MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA
VICEPRESIDENCIA TERCERA DEL GOBIERNO
MINISTERIO PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA Y EL RETO DEMOGRÁFICO
CEDEX CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS

Con el apoyo de:

Cooperación Española
FCAS Fondo de Cooperación para Agua y Saneamiento
BID Banco Interamericano de Desarrollo

Accede a la Guía en versión digital completa a través de este código QR

Diagramación y diseño: Financiado a través del Fondo AquaFund, un fondo del BID apoyado por la AECID, el Gobierno de Suiza y Austria y la Fundación PepsiCo.