



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:





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 <i>vs.</i> 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 N° 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 N° 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 N° 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 N° 050).
- NB 495, NB 496, NB 512. Normas del sector del Viceministerio de Servicios Básicos (diciembre 2007 RM N° 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 N° 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 N° 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 N° 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_0 Población, inicial en hab.
Geométrico	$P_f = P_0 \left(1 + \frac{i}{100} \right)^t$	i Índice de crecimiento poblacional anual, en porcentaje.
Exponencial	$P_f = P_0 \cdot e^{\left(\frac{i \cdot t}{100} \right)}$	t Número de años de estudio o periodo de diseño, en años.
Curva logística	$P_f = \frac{L}{1 + m \cdot e^{(a-t)}}$	L Valor de saturación de la población. m Coeficientes. a Coeficientes.
	$L = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - P_1^2}$	P_0, P_1, P_2 Población correspondiente a los tiempos t_0, t_1 y $t_2 = 2 - t_1$
	$m = \frac{L - P_0}{P_0}$	
	$a = \frac{1}{t_1} \ln \left[\frac{P_0 (L - P_1)}{P_1 (L - P_0)} \right]$	t_0, t_1, t_2 Tiempo intercensal, en años, correspondiente a la población P_0, P_1, P_2

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

¹Sujeto a justificación.
²Optativo, 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 tratamiento de mejora de su calidad, al objeto de adaptarla a la opción de reuso 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 (bypass) 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 previsible 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, DBO₅ 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 10⁷ 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.

Zona ecológica	Población (habitantes)		
	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 DBO ₅ (g DBO ₅ /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 N° 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 N° 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_{xi} : 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 N° 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 N° 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, amoníaco, 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.

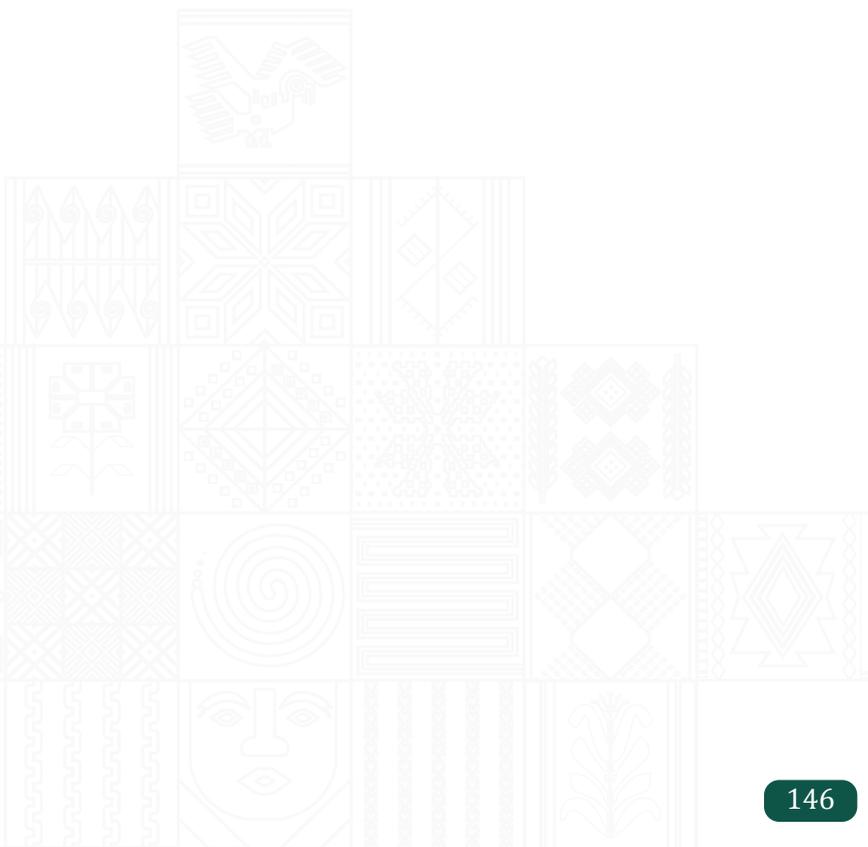
Ranchet, J., y Ruperd, Y. (1983). Moyens d'action pour limiter la pollution due eaux de ruissellement en system separatif et unitarie. Synthèse bibliographique, Trib, Cebedau, N° 473, págs 157-175.

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, N° 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 $15 \text{ }^\circ\text{C}$ (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 gestión 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 mayor número 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 acarrear 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 digester en Prejano, La Rioja, España, y a la derecha digester 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

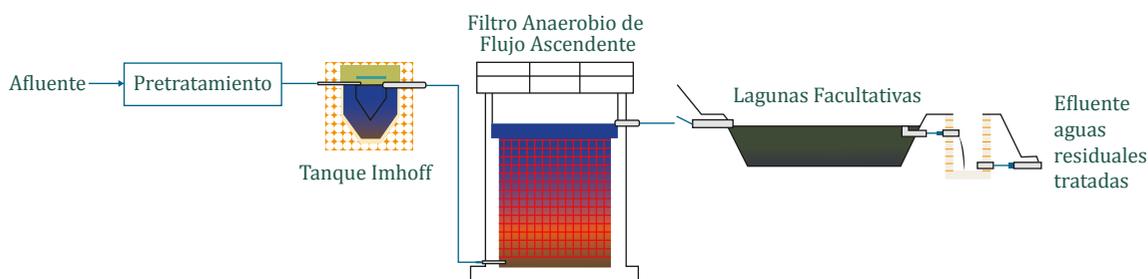
5.3.1.1 Filtros Anaerobios de Flujo Ascendente (FAFA)

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.

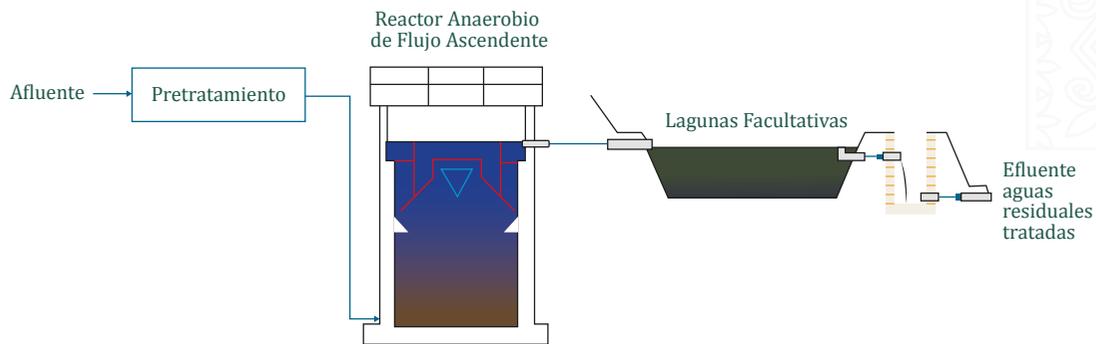
5.3.1.2 Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA) y Reactores Anaerobios de Lecho Fluidizado (RALF)

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

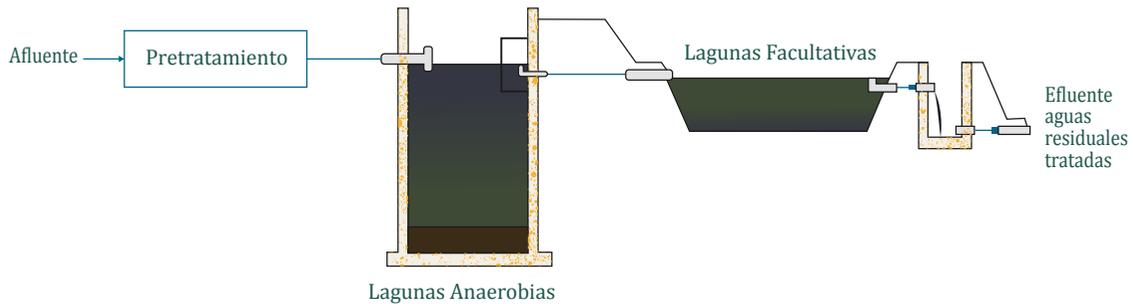
5.3.2.1 Lagunas de Estabilización

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).

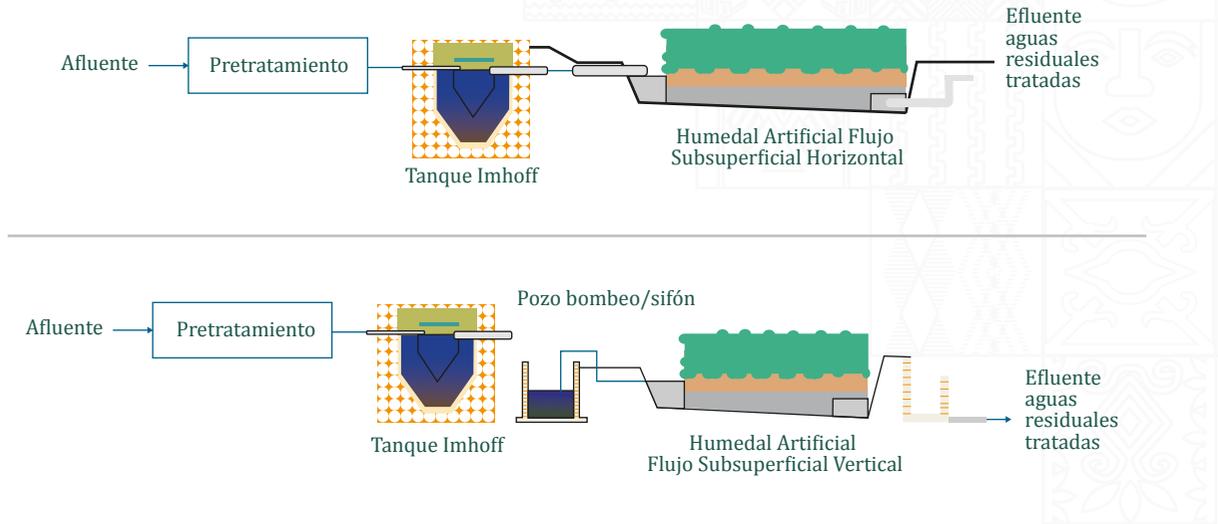
5.3.2.2 Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial

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 modalidades 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.



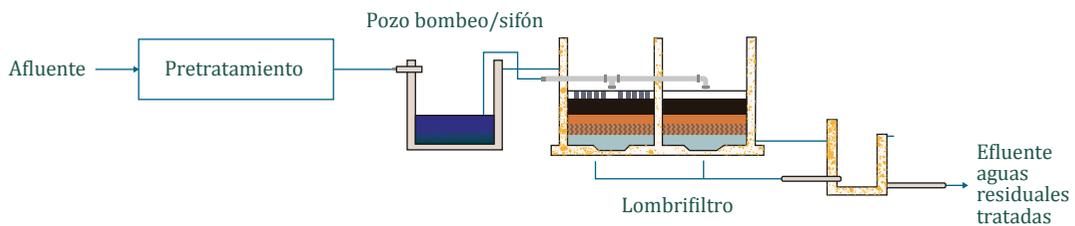
5.3.2.3 Lombrifiltros

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



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

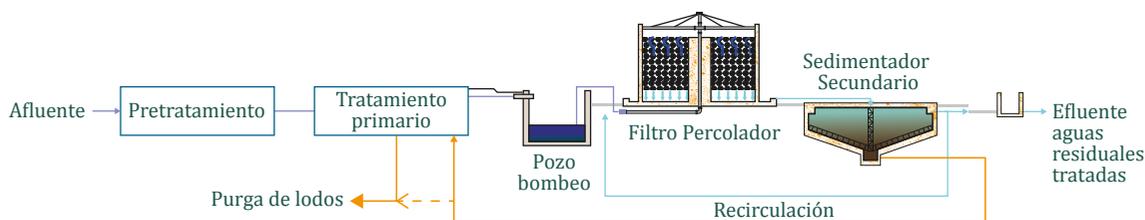
5.3.3.1 Filtros Percoladores

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.

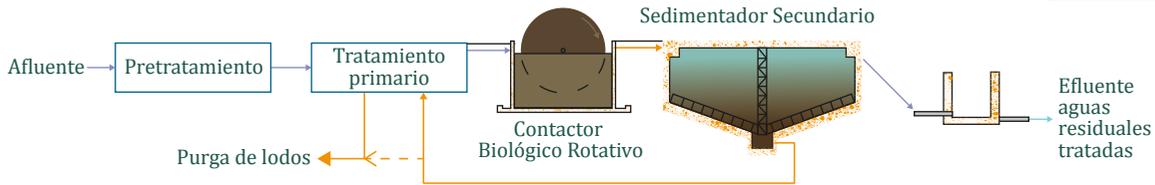
5.3.3.2 Contactores Biológicos Rotativos (CBR)

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.

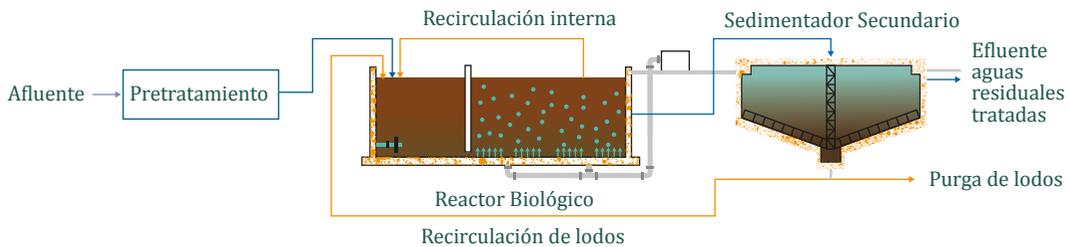
5.3.3.3 Aireación Extendida

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 DBO₅ 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 DBO₅ (g DBO₅/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 DBO₅ (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, DBO₅ 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 DBO₅.

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	Límite 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 m²
 - 2.001 a 20.000 habitantes: 40 m²
 - 20.001 a 50.000 habitantes: 60 m²
- 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 (m³/d) y de los kg de DBO₅ 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	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 Completos
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/m³/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 \leq 2.000 habitantes: analítica cada dos meses
 - PTAR >2.000 y \leq 20.000 habitantes: analítica mensual
 - PTAR \geq 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.

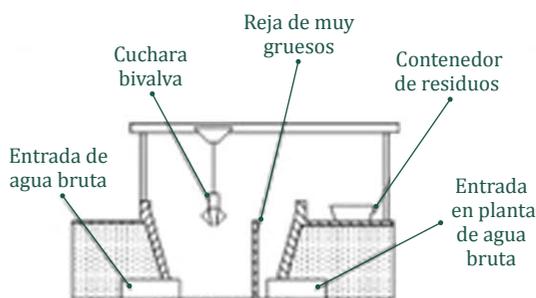
Este dispositivo consiste en un pozo, situado a la entrada del emisario a la PTAR, con fondo tronco piramidal invertido y paredes muy inclinadas (Figura 6.1), con el fin de concentrar los grandes sólidos y las arenas decantadas en una zona específica, desde donde se extraen periódicamente haciendo uso, 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: $\leq 300 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$
- Tiempo de retención a caudal máximo: 0,5 - 1,0 minutos
- Profundidad del pozo de decantación: $> 2\text{m}$

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

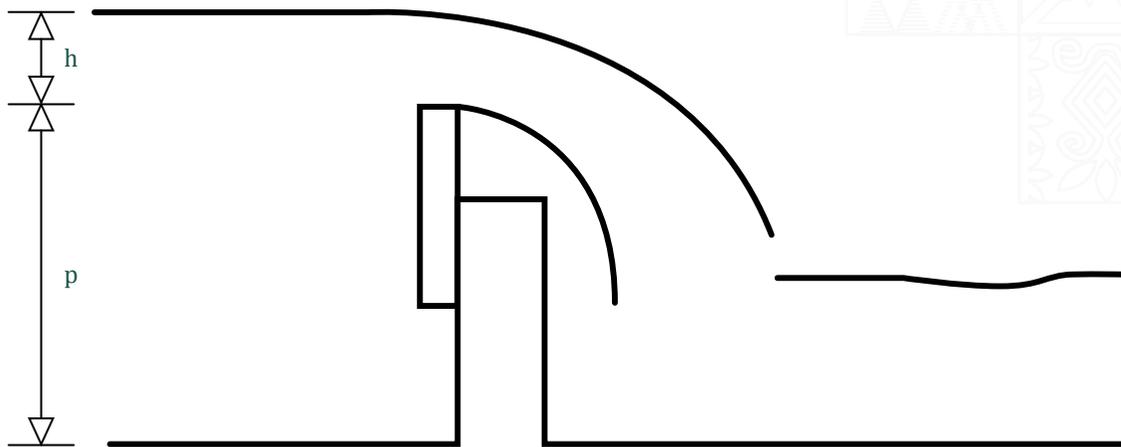
En el caso habitual de recurrir al empleo de vertederos rectangulares de pared delgada (Figura 6.3), el caudal que se puede aliviar a través de un elemento de este tipo de una longitud dada (L), viene dado por la expresión:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

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/s²)

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.

$$Q = 1,9 \cdot L \cdot \sqrt{h^3}$$

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 rejillas 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 rejillas 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:

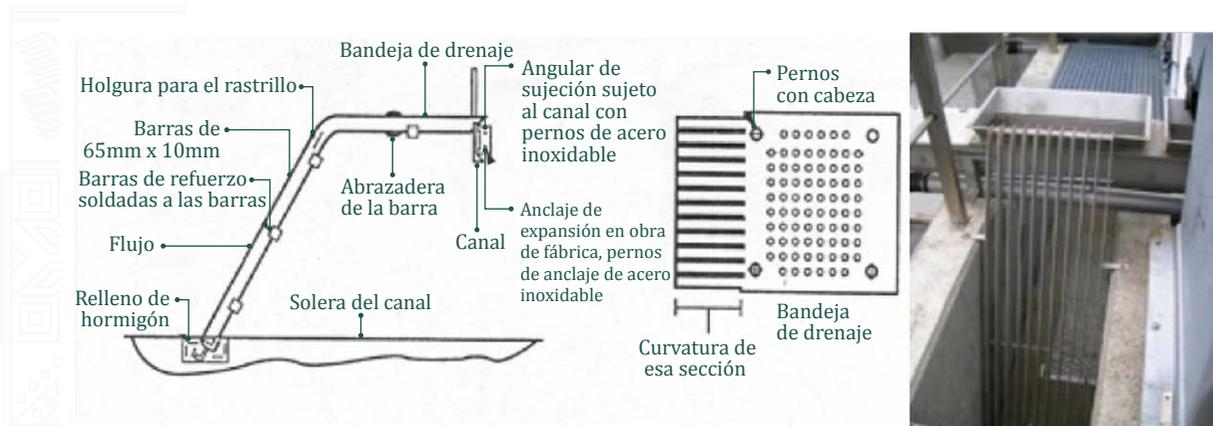
- **Rejas de gruesos:** en las que el paso libre entre los barrotes es de 20-60 mm.
- **Rejas de finos:** con un paso libre entre los barrotes de 6-12 mm.

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).

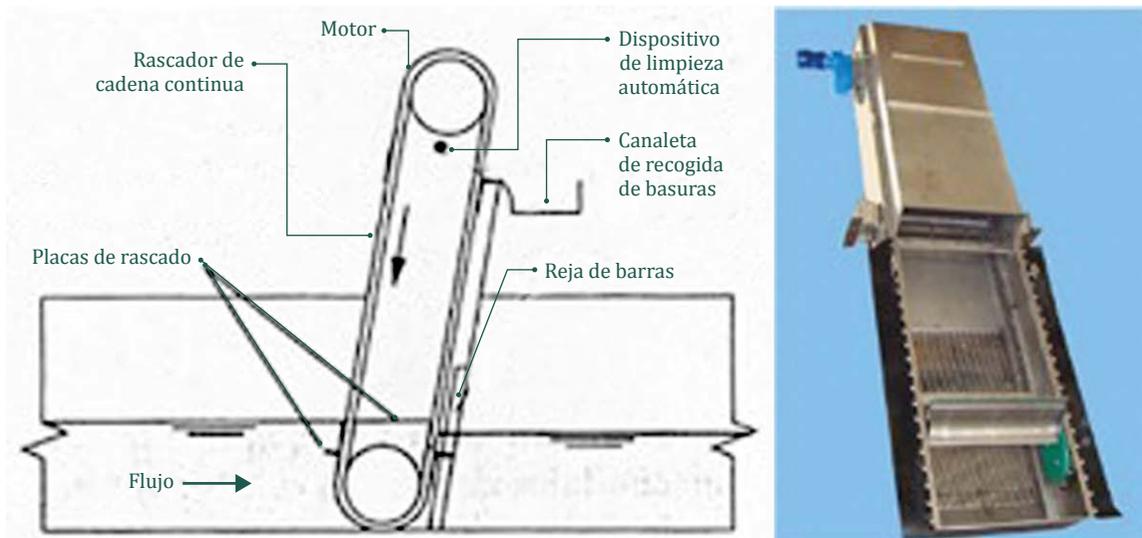


Como la limpieza de este tipo de rejas de desbaste se hace tan sólo periódicamente, la eliminación de la materia retenida entre limpiezas da como

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).

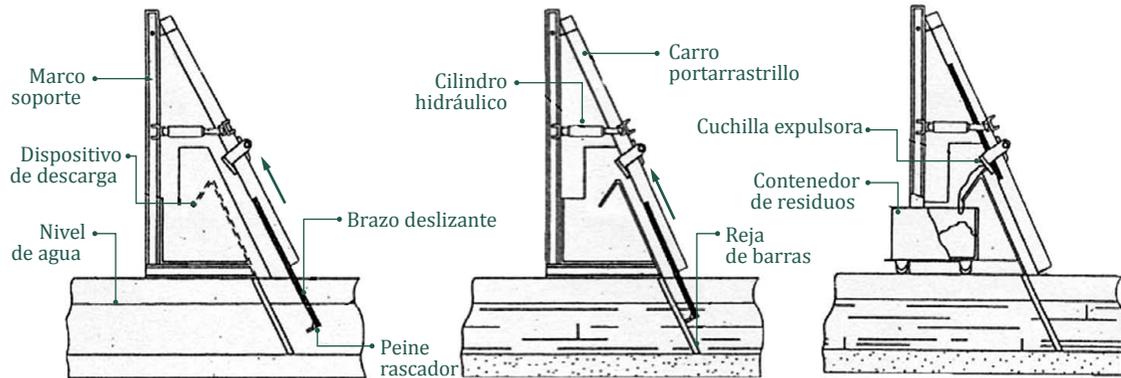
Figura 6.5. Reja de desbaste de limpieza mecanizada (Ortega, 2015).



En consonancia con su geometría las rejillas pueden ser:

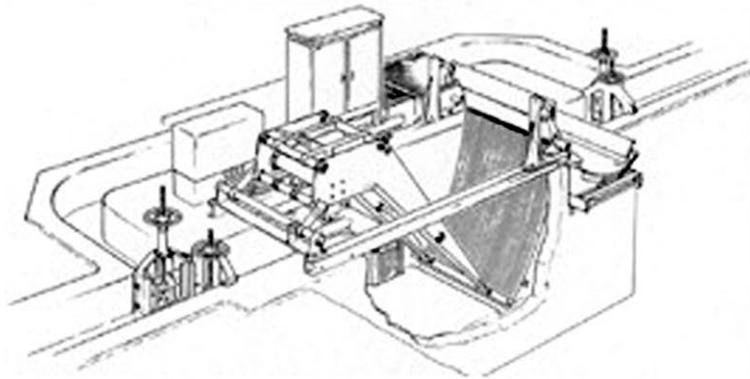
- **Rectas:** este tipo de rejillas puede operar en canales de hasta 10 m de profundidad. Su limpieza puede ser tanto por la parte frontal de los barrotes, como por su parte posterior. El accionamiento del sistema de limpieza se realiza mediante cadenas o cables. Las primeras presentan como principal 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 rejillas 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 (m³/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 rejillas de desbaste provocan pérdidas de carga de 0,1-0,2 m, en el caso de las rejillas de gruesos y de 0,2-0,4 m para las rejillas de finos.

En el desbaste la tendencia actual se orienta a ir sustituyendo las rejillas de limpieza manual por las de limpieza mecanizada, sobre todo en poblaciones de tamaño medio/grande.

Dentro de las rejillas 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 rejillas 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 rejillas 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 rejillas de desbaste no supere los 10 mm.

En aquellas situaciones en las que tan sólo se disponga una rejilla en la etapa de desbaste, esta no debe tener un tamaño de paso superior a los 20 mm.

6.3.1.2 Tamices

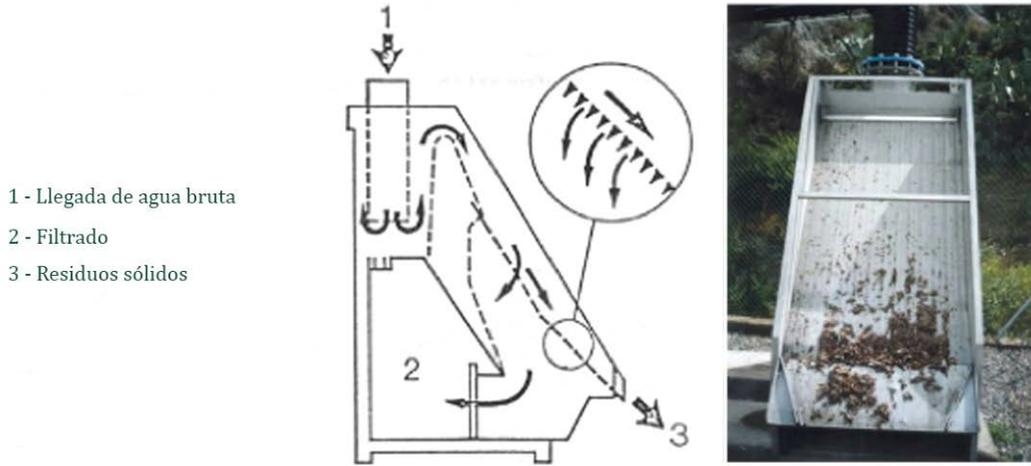
El tamizado consiste en la filtración de las aguas residuales sobre un soporte delgado, dotado de orificios o ranuras. En la etapa de pretratamiento de las aguas residuales urbanas se utilizan tamices con tamaños de paso de 0,5-3,0 mm, que alcanzan rendimientos de eliminación del orden del 10-80% en 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).

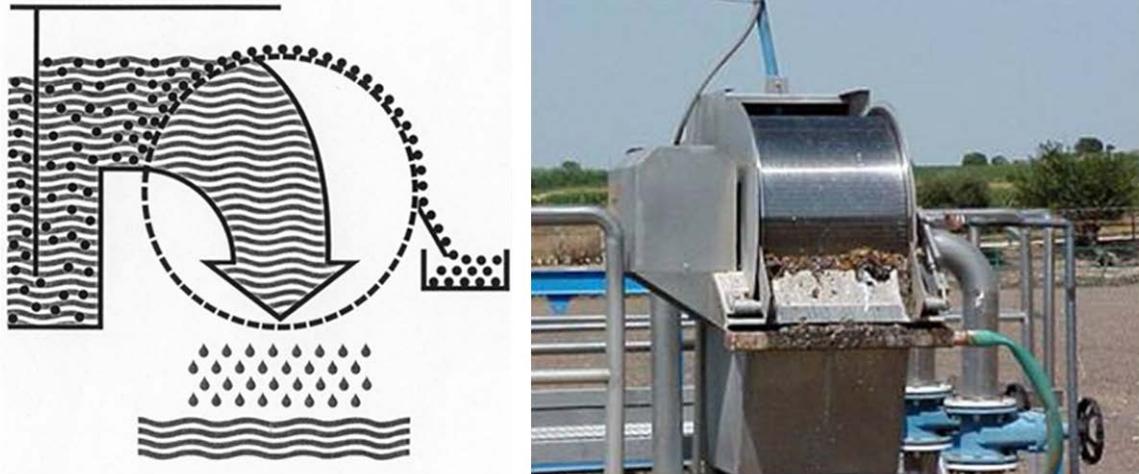


Al estar inclinada la superficie filtrante, los sólidos retenidos ruedan hasta un cajón recolector, autolimpiándose el tamiz. Como inconveniente de este tipo de tamices debe citarse la elevada pérdida de carga que generan (1,2-2,1 m).

- **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).



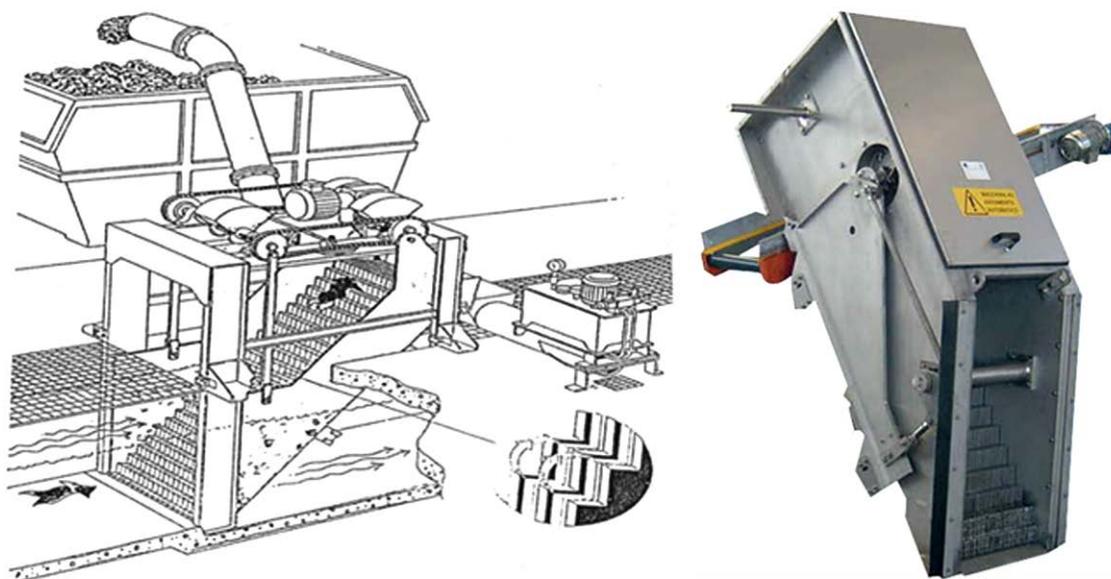
- **Tamices deslizantes:** en este tipo de tamices (Figura 6.10), los sólidos retenidos son separados mediante bandejas horizontales, dientes u otro tipo de artilugios, colocados escalonadamente, formando una cadena sin fin. La descarga se realiza por gravedad, al girar la cadena sobre la rueda dentada 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).



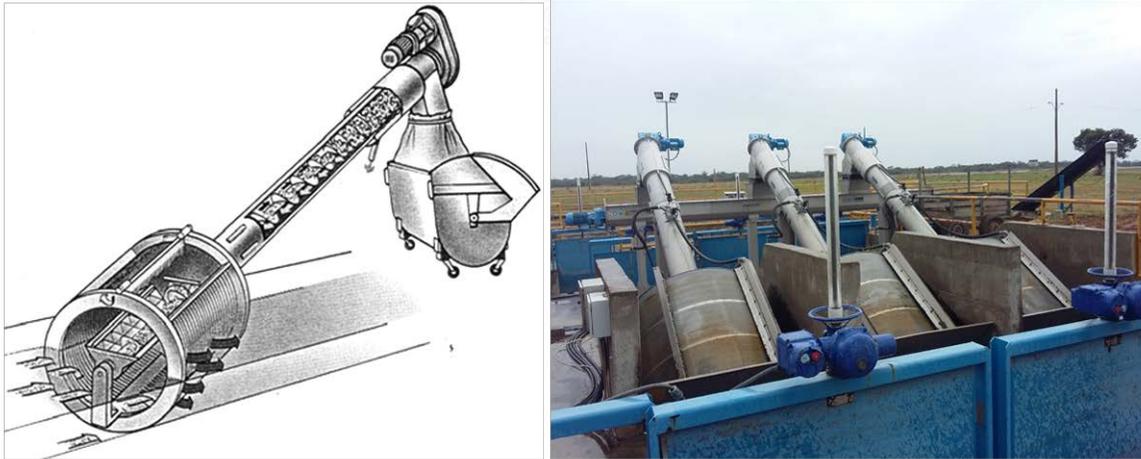
- **Tamices de escalera móvil:** están formados por láminas de acero inoxidable en forma de escalones (Figura 6.11). Una de cada dos láminas es móvil y describe un movimiento circular mediante un motor, una caja de engranajes, cadenas y ruedas excéntricas. Las partículas que quedan atrapadas en las láminas 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 35° (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 rejillas 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/cm³, 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 presente 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).

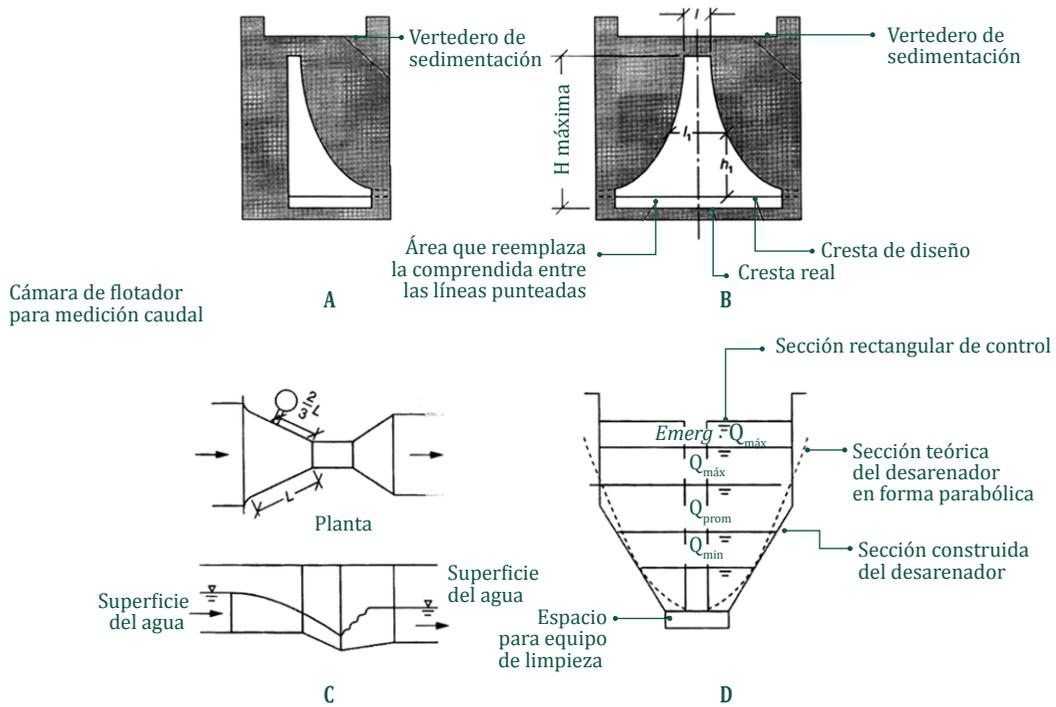


Figura 6.16. Vertederos Sutro en canales desarenadores de flujo constante (del Río, 2018).



- **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).

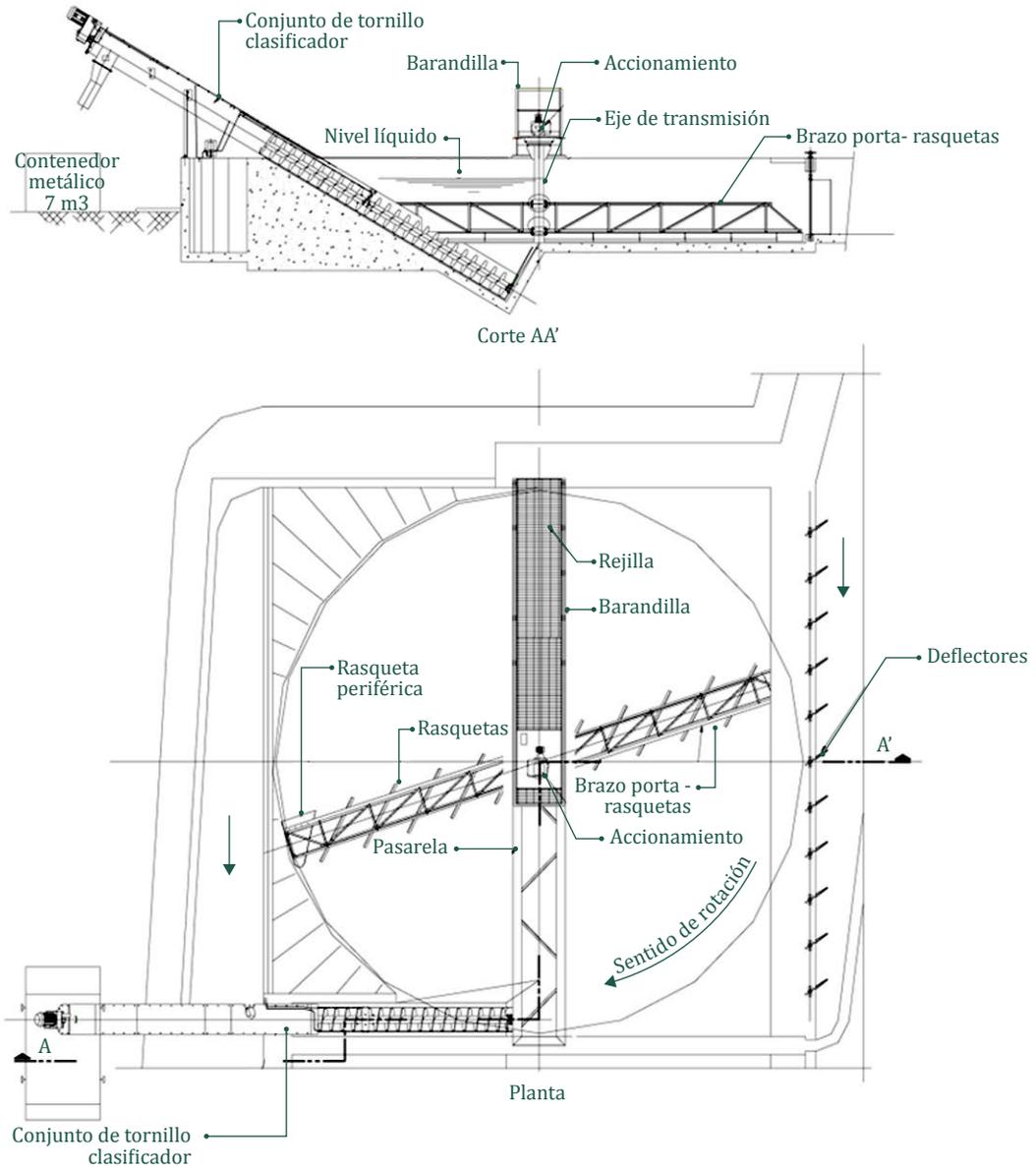
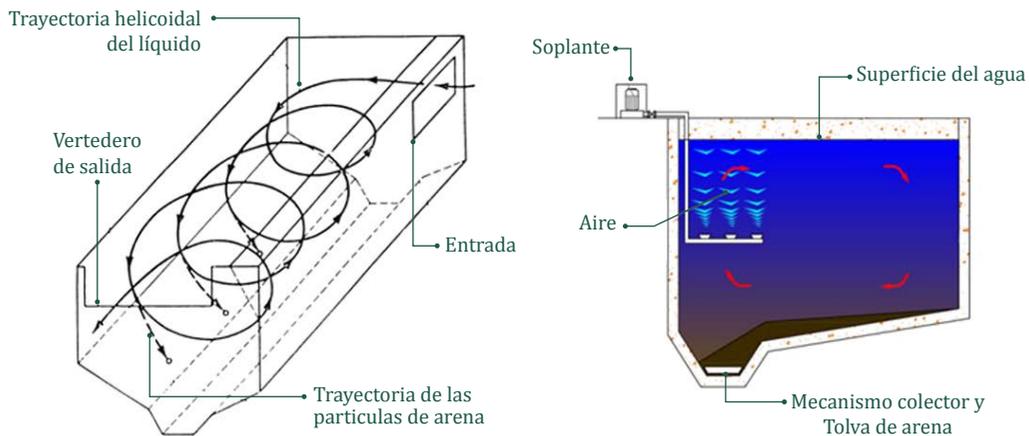


Figura 6.18. Desarenador cuadrado de flujo horizontal.



- **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 evacúan 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 ($\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$)	≤ 70
Velocidad horizontal (m/s)	$\leq 0,15$
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/m³ agua residual
- Alcantarillado sanitario separado: 5 L/m³ agua residual

6.3.3 Desengrasado

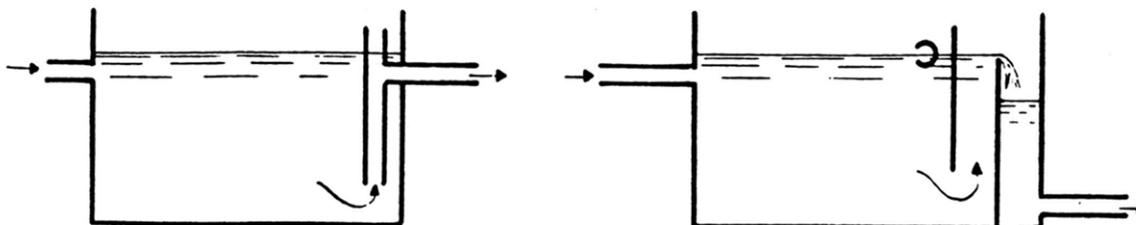
Esta etapa del pretratamiento tiene por misión la separación (por acción de la gravedad) de las grasas y demás materias más ligeras que el agua.

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 barreadoras 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 acumulando 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 ($\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$)	≤ 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 decantando 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)	$\leq 0,15$
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 (barros de las rejillas de desbaste, sistemas de limpieza de las rejillas, tamices, tuberías, etc.), dadas las características corrosivas de estas, deberían ejecutarse en acero inoxidable, preferentemente AISI 316.

Rejillas de desbaste

- Presentan una inclinación de 45-60° 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 rejillas de gruesos y de finos.

Tabla 6.8. Separación y espesor de los barrotes en rejillas de desbaste.

Tipo de rejilla	Separación entre barrotes (mm)	Espesor de los barrotes (mm)
Rejillas de gruesos	20 - 60 (20 - 30) ¹	12 - 25
Rejillas de finos	6 - 12 (10) ¹	6 - 12

¹Entre paréntesis se recogen los valores habituales.

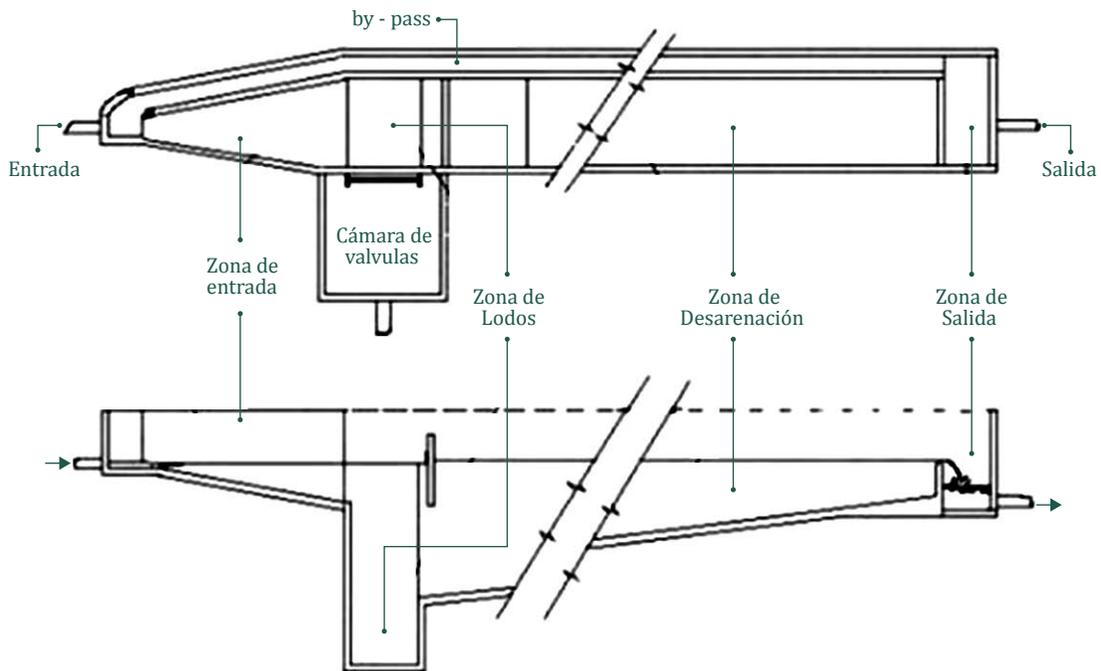
- El mecanismo de limpieza mecanizada de las rejillas debe contar con un doble sistema de control, por pérdida de carga y por tiempo, de forma que se active cuando la pérdida de carga a través de la rejilla automática supere el límite fijado y, si durante el tiempo límite fijado entre dos activaciones no se supera la pérdida de carga fijada, se activará la limpieza automática mediante el control temporal.
- Las rejillas 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 rejillas 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 rejillas 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 cuentan 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).

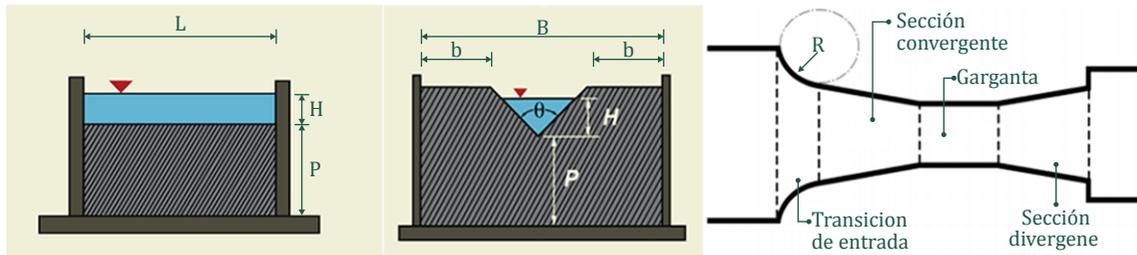


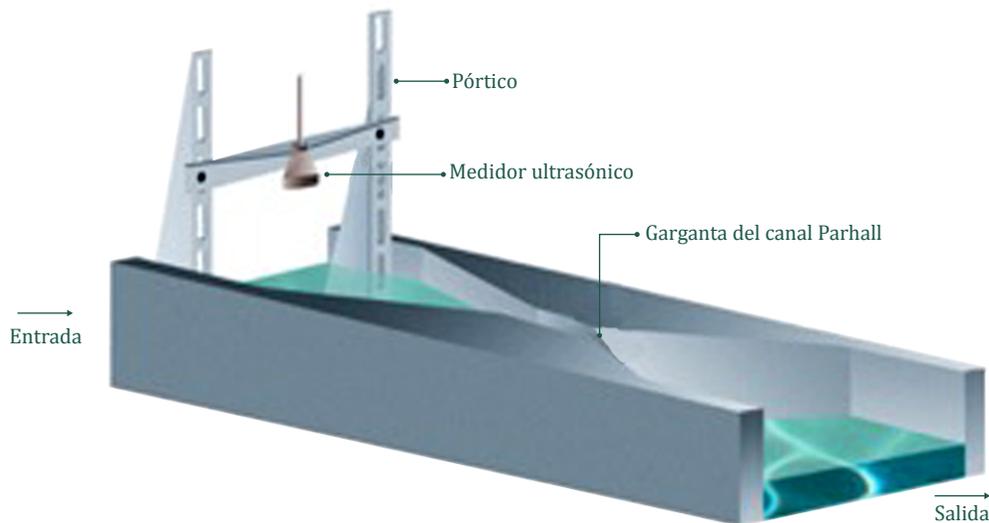
Figura 6.27. Instalación de un vertedero triangular (MARM, 2010).



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 en 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).

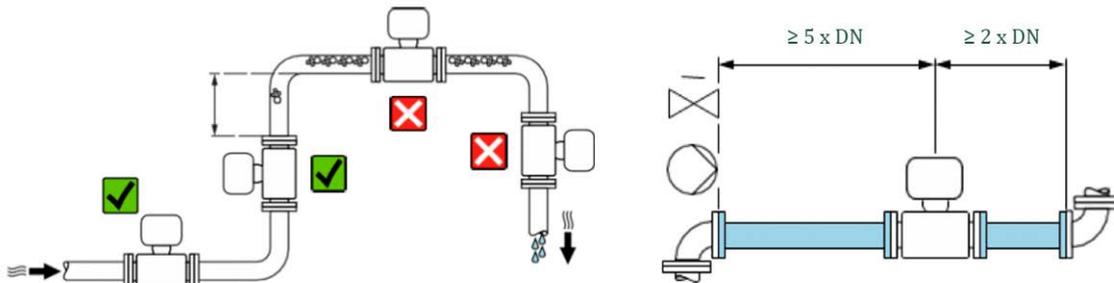
Este tipo de medidor consiste en un carrete (generalmente del diámetro de la tubería en la que se va a medir el caudal), con una bobina especial alrededor de dicho carrete. La señal que transmite se genera por inducción y es proporcional a la velocidad del agua que pasa por la tubería. Al no existir 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.

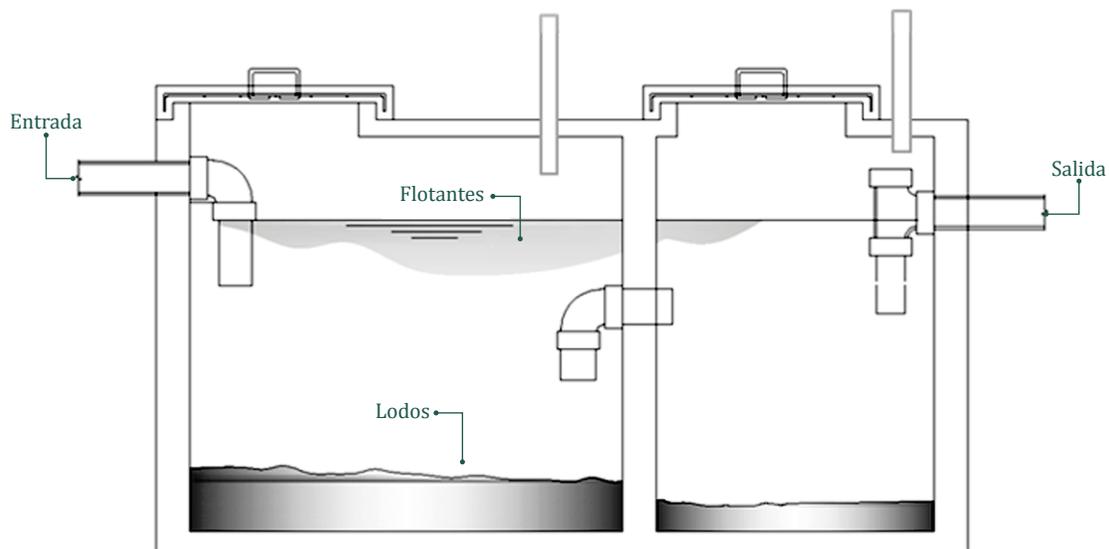
En el funcionamiento de los Tanques Sépticos cabe distinguir dos tipos de procesos:

- **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

¹Unidades 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 (m³)

Q: caudal de aguas residuales a tratar (m³/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 (m³/m²/h, m/h)

Q_{med}: caudal medio horario de aguas residuales a tratar (m³/h)

S: superficie de la sección horizontal del Tanque Séptico (m²)

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 $\leq 1,5$ 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	$2,7 \cdot Q_{\text{med}}$
2	$3,5 \cdot Q_{\text{med}}$
3	$4,2 \cdot Q_{\text{med}}$

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.

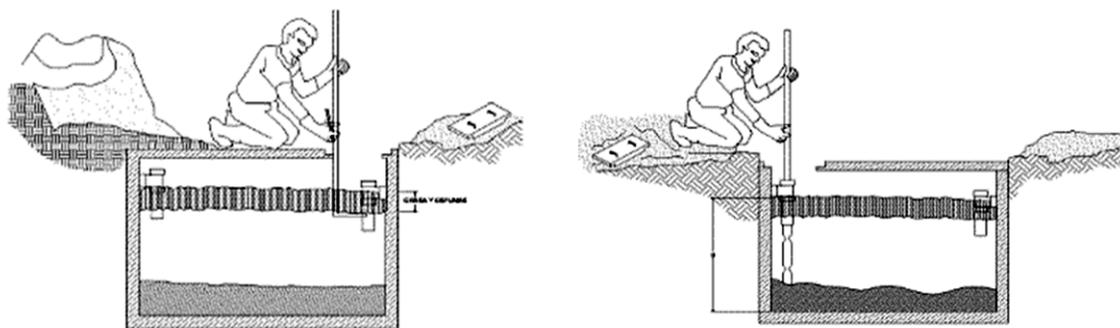
Los elementos de entrada y salida

- 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.

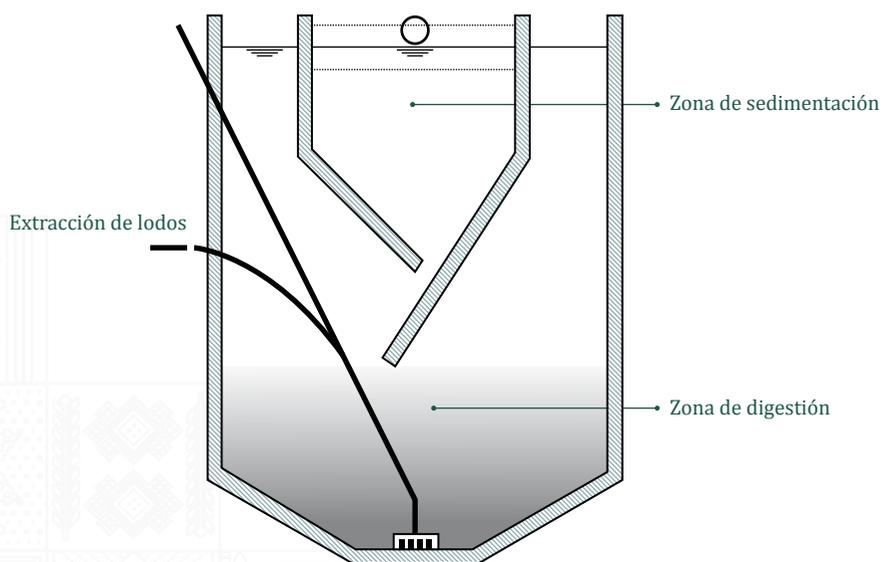
6.5.2 Tanques Imhoff

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:

$$C_{hQ_{m\acute{a}x}} = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{S}$$

Donde:

$C_{hQ_{m\acute{a}x}}$: carga hidráulica a caudal máximo ($m^3/m^2/h$, m/h)

$Q_{m\acute{a}x}$: 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:

$$S = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{C_{hQm\acute{a}x}}$$

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 (m³)

Q: caudal de las aguas a tratar (m³/h)

Para el diseño de la zona de sedimentación se usa el TRH a caudal máximo, que viene dado por:

$$TRH = \frac{V}{Q_{m\acute{a}x}}$$

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:

$$V = TRH \cdot Q_{m\acute{a}x}$$

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.

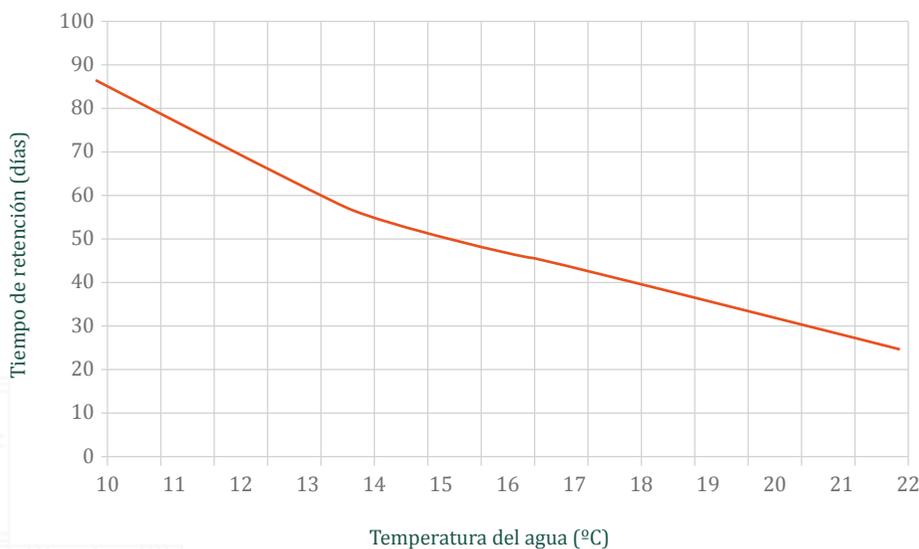
Tabla 6.14. Generación de lodos en la zona de digestión de un Tanque Imhoff por zonas ecológicas y rangos de población.

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

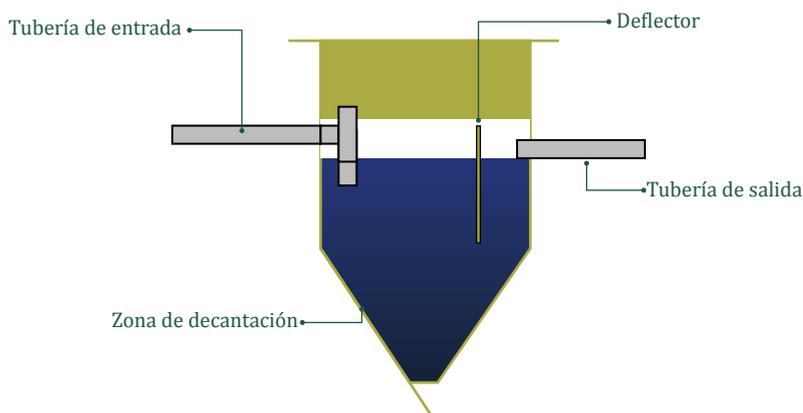
- Los Tanques Imhoff se suelen disponer enterrados, por lo que adquieren mucha importancia, a la hora de su construcción, las características constructivas y el nivel freático en la zona de ubicación.

- 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 anchura 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 intrusionas 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).



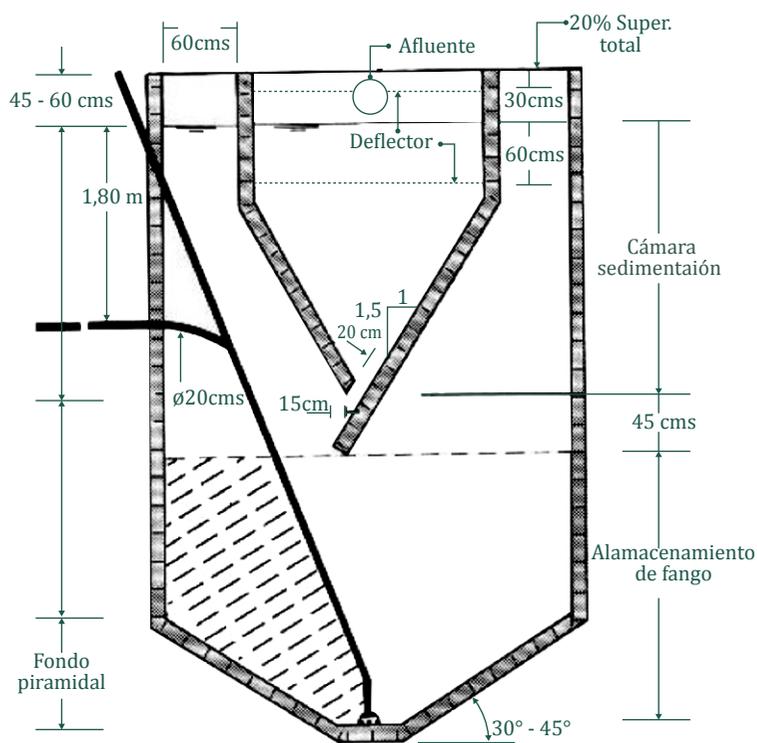
- Se dejará instalada una tubería en la zona de digestión para la extracción periódica de los lodos acumulados, con un diámetro de unos 20 cm.

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 la 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

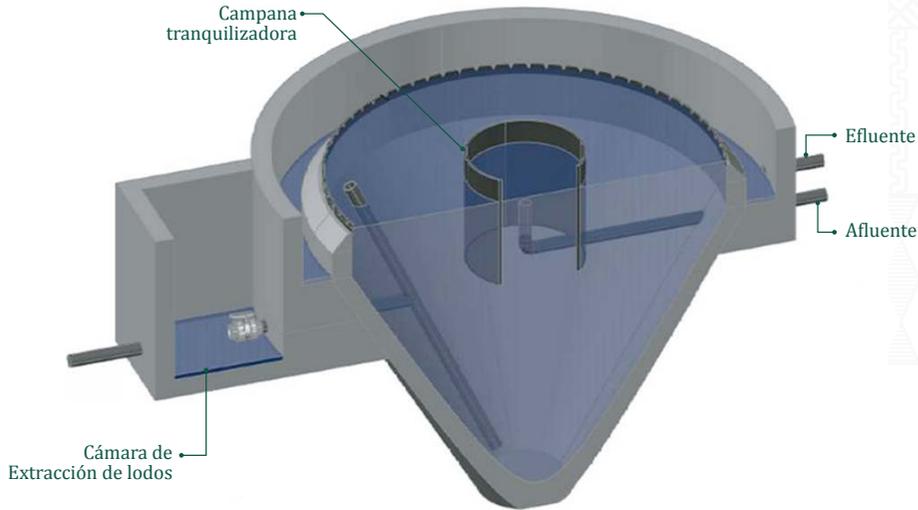
El objetivo básico de la Sedimentación Primaria es la eliminación de una parte importante de los sólidos en suspensión presentes en las aguas residuales, bajo la acción de la gravedad. Por tanto, en esta etapa tan sólo se eliminarán sólidos sedimentables y materias flotantes, permaneciendo inalterables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

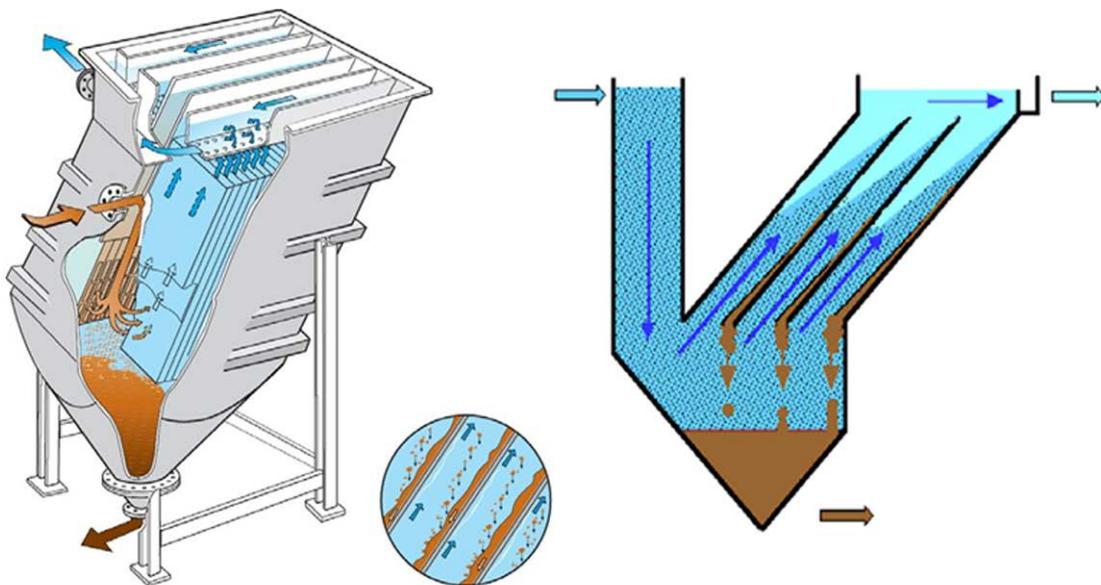
- **Sedimentadores estáticos:** en el tratamiento de las aguas residuales urbanas se emplean dos tipos fundamentalmente:
 - **Sedimentadores cilindrocónicos:** se utilizan para caudales pequeños (de hasta 20 m³/h, (MARM, 2010) (Figura 6.38).

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).

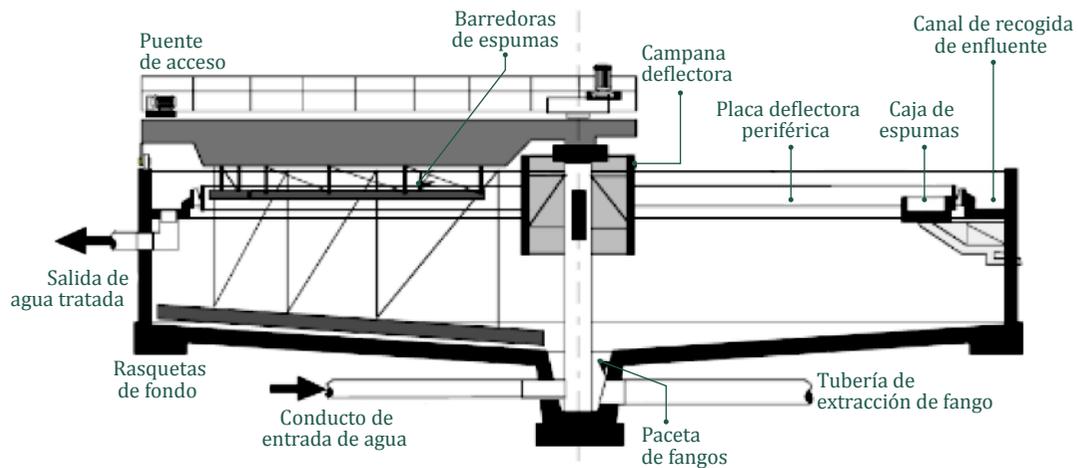
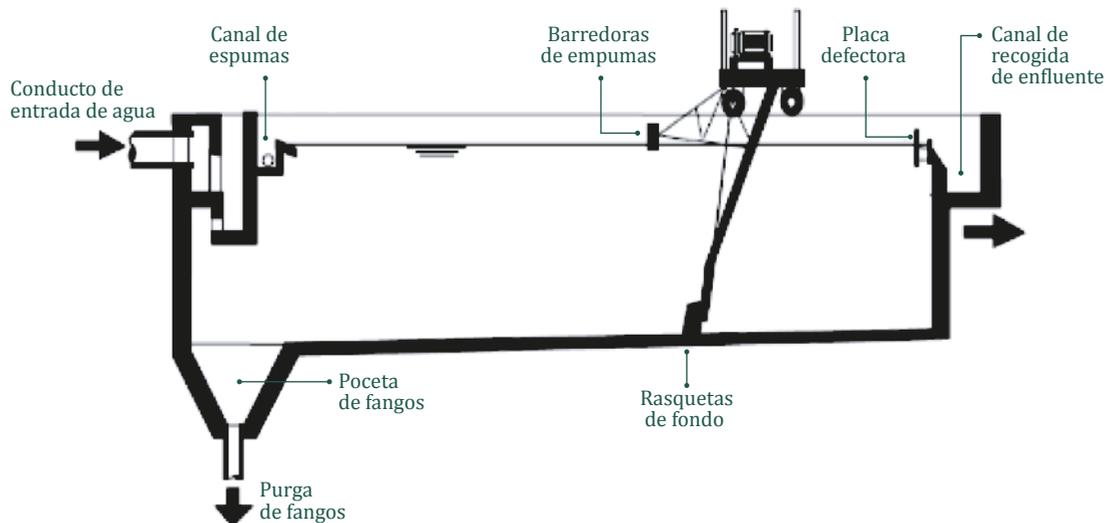


Figura 6.41. Sección transversal de un sedimentador dinámico rectangular
(Universidade da Coruña, 2013b).



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):

$$C_{hQmed} : \leq 1,3 \text{ m/h}$$

$$C_{hQmáx} : \leq 2,5 \text{ m/h}$$

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 $S_{Q_{m\acute{a}x}}$ y $S_{Q_{med}}$ 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:

$$TRH_{Q_{med}} = \frac{V}{Q_{med}}$$

$$TRH_{Q_{m\acute{a}x}} = \frac{V}{Q_{m\acute{a}x}}$$

Donde:

$TRH_{Q_{med}}$: tiempo de retención hidráulica a caudal medio (h)

$TRH_{Q_{m\acute{a}x}}$: 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):

$$TRH_{Q_{med}} \geq 2 \text{ h}$$

$$TRH_{Q_{m\acute{a}x}} \geq 1 \text{ h}$$

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 afluyente (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 cilíndrica.
- 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 $\geq 2,5$ 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 \varnothing_{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 una 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 recogedor de 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 procédés d'épuration des petites collectivités. Éléments de comparaison techniques et économiques.

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/caudalímetros-electromagnéticos>

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, Oldenbourgverlag. ISBN: 3-486-26332-3.

Mara, D. y Sinnatamby, G. (1986). Rational design of septic tanks in warm climates. The Public Health Engineer, N° 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 Físicoquímicos. 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

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:



 **FCAS** Fondo de Cooperación
para Agua y Saneamiento

