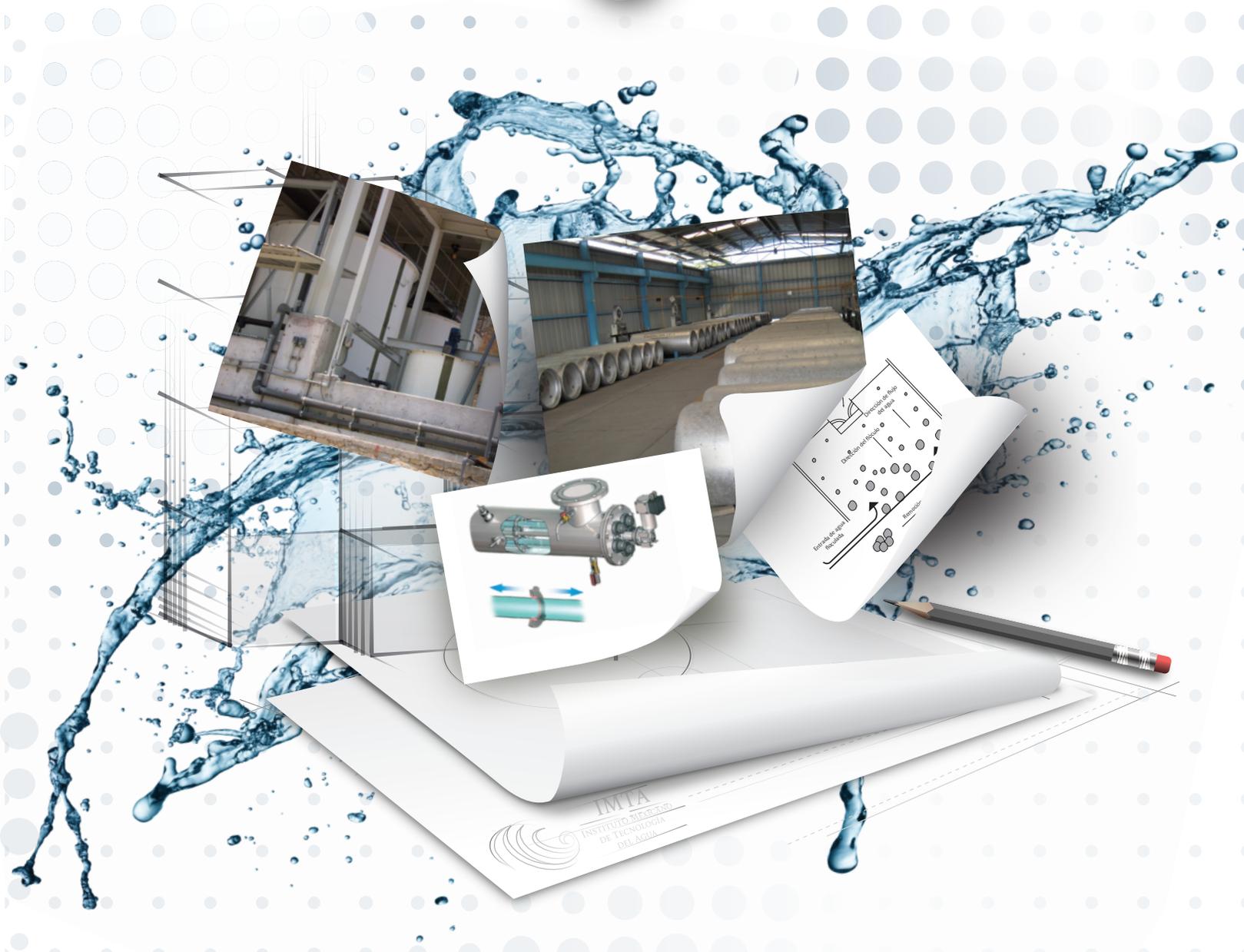


MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

DISEÑO DE PLANTAS POTABILIZADORAS DE TECNOLOGÍA SIMPLIFICADA

24



MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

DISEÑO DE PLANTAS POTABILIZADORAS DE TECNOLOGÍA SIMPLIFICADA

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento
Diseño de Plantas Potabilizadoras de Tecnología Simplificada

D.R. © Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales
Boulevard Adolfo Ruiz Cortines No. 4209 Col. Jardines en la Montaña
C.P. 14210, Tlalpan, México, D.F.

Comisión Nacional del Agua
Insurgentes Sur No. 2416 Col. Copilco El Bajo
C.P. 04340, Coyoacán, México, D.F.
Tel. (55) 5174•4000

Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Impreso y hecho en México
Distribución gratuita. Prohibida su venta.
Queda prohibido su uso para fines distintos al desarrollo social.
Se autoriza la reproducción sin alteraciones del material contenido en esta obra,
sin fines de lucro y citando la fuente.

CONTENIDO

Presentación	XI
Objetivo general	XIII
Introducción al diseño de plantas potabilizadoras de tecnología simplificada	XV
1. Antecedentes	1
2. Suministro de agua potable	7
2.1 Importancia de la calidad del agua en el suministro	7
2.1.1 Enfermedades de origen biológico-infeccioso	8
2.1.2 Enfermedades producidas por agentes químicos	9
2.2 Fuentes de abastecimiento	9
2.2.1 Aguas subterráneas	10
2.2.2 Aguas superficiales	11
2.2.3 Comparación de la calidad de las aguas superficiales y subterráneas	12
2.3 Calidad de las fuentes de agua en México	12
3. Abastecimiento y normatividad	13
3.1 Artículo 115 constitucional	13
3.2 Normas Oficiales Mexicanas (NOM)	13
3.2.1 NOM-230-SSA1-2002	14
3.2.2 Modificación a la NOM 127-SSA1-1994	14
3.2.3 NOM-179-SSA1-1998	18
3.3 Otras normas	19
4. Significado de los parámetros contenidos en la modificación a la NOM-127-SSA1-1994	23
4.1 Características microbiológicas	23
4.1.1 Coliformes totales	23
4.1.2 Coliformes fecales	23
4.1.3 Limitaciones de los indicadores de contaminación microbiológica seleccionados en la Modificación a la NOM-127-SSA1	24
4.2 Características físicas y organolépticas	25
4.2.1 Color	25
4.2.2 Olor y sabor	26
4.2.3 Turbiedad	27
4.3 Características químicas	28
4.3.1 Aluminio (Al)	28
4.3.2 Arsénico (As)	28
4.3.3 Bario (Ba)	29
4.3.4 Cadmio (Cd)	30
4.3.5 Cianuros (Cn ⁻)	31

4.3.6 Cloro residual libre	31
4.3.7 Cloruros (Cl ⁻)	32
4.3.8 Cobre (Cu)	32
4.3.9 Cromo total (Cr)	33
4.3.10 Dureza	33
4.3.11 Fenoles o compuestos fenólicos	34
4.3.12 Hierro (Fe)	35
4.3.13 Fluoruro (F ⁻)	35
4.3.14 Benceno	35
4.3.15 Etilbenceno	36
4.3.16 Tolueno	36
4.3.17 Xileno (tres isómeros)	36
4.3.18 Manganeso (Mn)	37
4.3.19 Mercurio (Hg)	37
4.3.20 Nitratos y nitritos	38
4.3.21 Nitrógeno amoniacal	39
4.3.22 pH (potencial de hidrógeno)	39
4.3.23 Aldrín y dieldrín	40
4.3.24 Clordano (total de isómeros)	40
4.3.25 DDT (total de isómeros)	40
4.3.26 Gamma-HCH (lindano)	41
4.3.27 Hexaclorobenceno (HCB)	41
4.3.28 Heptacloro y epóxido de heptacloro	41
4.3.29 Metoxicloro	42
4.3.30 2,4 D (ácido 2,4 diclorofenoxiacético)	42
4.3.31 Plomo (Pb)	42
4.3.32 Sodio (Na)	43
4.3.33 Sólidos disueltos totales (SDT)	44
4.3.34 Sulfatos (SO ₄ ²⁻)	44
4.3.35 Sustancias activas al azul de metileno	44
4.3.36 Trihalometanos	45
4.3.37 Yodo residual libre (I)	46
4.3.38 Zinc (Zn)	46
4.3.39 Características radiactivas	46
5. Consideraciones para un sistema de potabilización	49
5.1 Definición del objetivo	49
5.2 Datos básicos	50
5.2.1 Periodo de planeación	50
5.2.2 Área de abastecimiento	50
5.2.3 Capacidad mínima-máxima diaria de diseño de la planta	50
5.2.4 Crecimiento futuro	51

5.2.5 Fuente de abastecimiento	51
5.2.6 Sitio de ubicación	51
5.2.7 Financiamiento	51
5.2.8 Estudios preliminares	52
5.3 Selección del esquema de tratamiento	58
5.3.1 Procesos de tratamiento típicos para aguas superficiales	58
5.3.2 Procesos de tratamiento típicos para aguas subterráneas	62
5.4 Definición de parámetros críticos de diseño	65
5.4.1 Definición del nivel de instrumentación y control	65
5.4.2 Monitoreo de cloro	66
5.4.3 Monitoreo de pH	67
5.4.4 Monitoreo de turbiedad	68
5.4.5 Conductividad/sólidos disueltos totales	69
5.5 Diseño arquitectónico	70
5.6 Estudios de impacto ambiental	71
5.7 Estimación de costos	71
6. Descripción de los procesos de tratamiento	73
6.1 Coagulación-floculación	73
6.1.1 Coagulación	73
6.1.2 Floculación	81
6.2 Sedimentación	86
6.2.1 Tipos de sedimentadores	88
6.3 Filtración	94
6.3.1 Filtración rápida	94
6.3.2 Filtración lenta	112
6.4 Oxidación química	113
6.4.1 Oxidación con cloro	113
6.4.2 Oxidación con ozono	115
6.4.3 Oxidación con permanganato de potasio	118
6.5 Desinfección	118
6.5.1 Desinfección con cloro libre y cloro combinado	119
6.5.2 Desinfección con dióxido de cloro	124
6.5.3 Desinfección con ozono	124
6.5.4 Desinfección con luz ultravioleta	125
6.6 Intercambio iónico	130
6.7 Procesos de membrana	133
6.7.1 Sistemas de microfiltración y ultrafiltración	136
6.7.2 Sistemas de ósmosis inversa y nanofiltración	138
6.7.3 Electrodialisis (ED) y electrodialisis inversa (EDI)	141
6.8 Ablandamiento	143
6.8.1 Ablandamiento con cal y carbonato de sodio	144

6.8.2	Ablandamiento con exceso de cal	146
6.8.3	Remoción selectiva de carbonato de calcio	146
6.8.4	Ablandamiento mediante un tratamiento por partes	147
6.8.5	Remoción de Fe y Mn con ablandamiento	147
6.8.6	Ablandamiento por intercambio iónico	148
6.8.7	Ablandamiento por intercambio catiónico	149
6.9	Adsorción en carbón activado	149
6.9.1	Características del carbón activado	149
6.9.2	Manufactura del carbón activado	150
6.9.3	Propiedades físicas del carbón activado	150
6.9.4	Selección del punto de dosificación para carbón activado en polvo (PAC)	151
6.9.5	Selección del punto de dosificación para carbón activado granular (GAC)	152
6.10	Fluoración	154
6.11	Defluoración	154
6.12	Control de la corrosión e incrustación	155
6.12.1	Estabilización del agua	155
6.12.2	Protección catódica	157
7.	Control y monitoreo de la planta de tratamiento	159
7.1	Mecanismos de control	159
7.1.1	Control de bombeo de agua	159
7.1.2	Control de coagulación, mezcla y floculación	159
7.1.3	Control de la sedimentación	161
7.1.4	Control de la filtración	161
7.1.5	Control de la desinfección con cloro	162
7.1.6	Control de lodos y retornos	163
7.1.7	Control de bombeo del agua tratada	163
7.1.8	Control de la planta de Tratamiento	163
7.2	Dosificadores	164
7.2.1	Dosificadores para polvos	164
7.2.2	Dosificadores para líquidos	165
7.2.3	Dosificación de gas (cloro)	168
7.3	Medidores de flujo	169
7.3.1	Métodos e instrumentos para la medición de flujo	169
7.3.2	Vertedores	172
8.	Procesos para el manejo y disposición de subproductos de potabilización	177
8.1	Tipos y características de subproductos de la potabilización	177
8.1.1	Lodos	177
8.1.2	Soluciones provenientes de la regeneración de resinas de intercambio y adsorbentes	181
8.1.3	Soluciones concentradas (rechazo) de procesos de filtración por membranas	182
8.2	Manejo de subproductos de potabilización	182
8.2.1	Manejo de lodos	183

8.2.2 Manejo de salmueras provenientes de regeneración de resinas de intercambio iónico, medios adsorbentes y procesos de membranas	189
8.3 Disposición final de residuos	189
8.3.1 Disposición en relleno sanitario	189
8.3.2 Disposición en terrenos	192
8.3.3 Descarga a sistemas de colección de aguas residuales	193
8.3.4 Descarga a cuerpos de agua	194
8.3.5 Recuperación de subproductos	194
8.4 Legislación aplicable	197
8.4.1 Posibilidad de aprovechamiento de lodos	197
8.4.2 Disposición a un sistema de alcantarillado	198
8.4.3 Disposición a un cuerpo de agua	199
8.4.4 Disposición en el suelo	200
8.4.5 Disposiciones en materia de impacto ambiental	202
9. Instructivo para el uso de las hojas de cálculo	203
9.1 Introducción	203
9.2 Sistema de cálculo	203
9.3 Descripción general del proceso de cálculo	205
9.4 Descripción de las actividades	206
9.4.1 Datos generales	206
9.4.2 Cálculo del filtro	207
9.4.3 Cálculo del sedimentador	214
9.4.4 Cálculo del floculador	217
9.4.5 Cálculo del dispositivo de mezcla rápida	218
9.4.6 Cálculo del equipo de cloración	219
9.4.7 Cálculo del equipo para dosificación de productos químicos	221
9.4.8 Cálculo de la línea de interconexión del sedimentador al filtro	221
9.4.9 Cálculo del soplador para el lavado con aire	221
10. Ejemplo de cálculo de una potabilizadora de agua superficial de 250 L/s de capacidad utilizando las hojas de cálculo	223
10.1 Introducción	223
10.2 Análisis preliminares	223
10.2.1 Cálculo del caudal de diseño	223
10.2.2 Consideraciones generales del diseño	226
10.2.3 Consideraciones en la estimación de costos	227
10.2.4 Pruebas de jarras	228
10.2.5 Características de los medios filtrantes	228
10.2.6 Velocidad de sedimentación y tasa de producción de lodo	228
10.3 Procedimiento de cálculo	230
10.3.1 Datos generales	230
10.3.2 Cálculo del filtro	232

10.3.3 Cálculo de la interconexión sedimentador-filtro	243
10.3.4 Cálculo del sedimentador	244
10.3.5 Cálculo del floculador	249
10.3.6 Cálculo del dispositivo de mezcla rápida	251
10.3.7 Cálculo de la caja de distribución	252
10.3.8 Cálculo del sistema de cloración	253
10.3.9 Cálculo del sistema de dosificación de floculantes	257
10.3.10 Cálculo del soplador	257
11. Ejemplos de diseño para unidades de manejo de subproductos	259
11.1 Ejemplo 1. Espesador por gravedad	259
11.1.1 Cálculo de la producción de lodo base seca por día	259
11.1.2 Cálculo del volumen de purgado, cantidad de sólidos base seca retenida y fuga de sólidos	259
11.1.3 Cálculo del volumen de lodo durante el retrolavado de los filtros	260
11.1.4 Dimensiones del espesador de lodos	261
11.2 Ejemplo 2. Diseño de un lecho de secado de lodos	262
11.2.1 Cálculo de la carga de sólidos espesados por día	262
11.2.2 Carga inicial de sólidos por metro cuadrado	262
11.2.3 Espesor final de lodo	262
11.2.4 Cambio en el espesor del lodo por el agua drenada	263
11.2.5 Cambio de espesor debido a la evaporación	263
11.2.6 Tiempo requerido para la evaporación	263
11.2.7 Número de aplicaciones por año	263
11.2.8 Carga superficial	264
11.2.9 Cálculo del área requerida	264
11.2.10 Dimensiones del lecho	264
12. Funcionamiento y comportamiento de plantas potabilizadoras en México conforme visitas técnicas realizadas	265
12.1 Introducción	265
12.2 Visitas realizadas a plantas potabilizadoras de agua en la República Mexicana	265
12.3 Características de las plantas potabilizadoras visitadas	266
12.4 Descripción general del proceso	267
12.5 Problemática principal detectada, conclusiones y recomendaciones	267
12.5.1 Medición de caudal	267
12.5.2 Adición de reactivos	268
12.5.3 Precloración	268
12.5.4 Floculación	268
12.5.5 Sedimentador	269
12.5.6 Filtración	269
12.5.7 Manejo y tratamiento de lodos	269
12.5.8 Equipo electromecánico	270

12.5.9 Falta de etapas del proceso	270
12.5.10 Calidad del agua	271
12.5.11 Manual de operación	271
12.5.12 Pruebas piloto	271
12.5.13 Simulador	271
Conclusiones	273
Anexos	
A. Evaluación del riesgo de carcinogenicidad en los seres humanos	275
B. Modificación a la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994	279
C. Prueba de jarras	287
D. Análisis granulométrico del medio filtrante	289
E. Análisis de la sedimentación de partículas floculadas	295
F. Pruebas físicas para caracterización de lodos	299
G. Caja de distribución	305
H. Pruebas de sedimentación para el diseño de espesadores	311
Glosario	319
Bibliografía	325
Tabla de conversiones de unidades de medida	329
Ilustraciones	339
Tablas	343



PRESENTACIÓN

Uno de los grandes desafíos hídricos que enfrentamos a nivel global es dotar de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento a la población, debido, por un lado, al crecimiento demográfico acelerado y por otro, a las dificultades técnicas, cada vez mayores, que conlleva hacerlo.

Contar con estos servicios en el hogar es un factor determinante en la calidad de vida y desarrollo integral de las familias. En México, la población beneficiada ha venido creciendo los últimos años, sin embargo, mientras más nos acercamos a la cobertura universal, la tarea se vuelve más compleja.

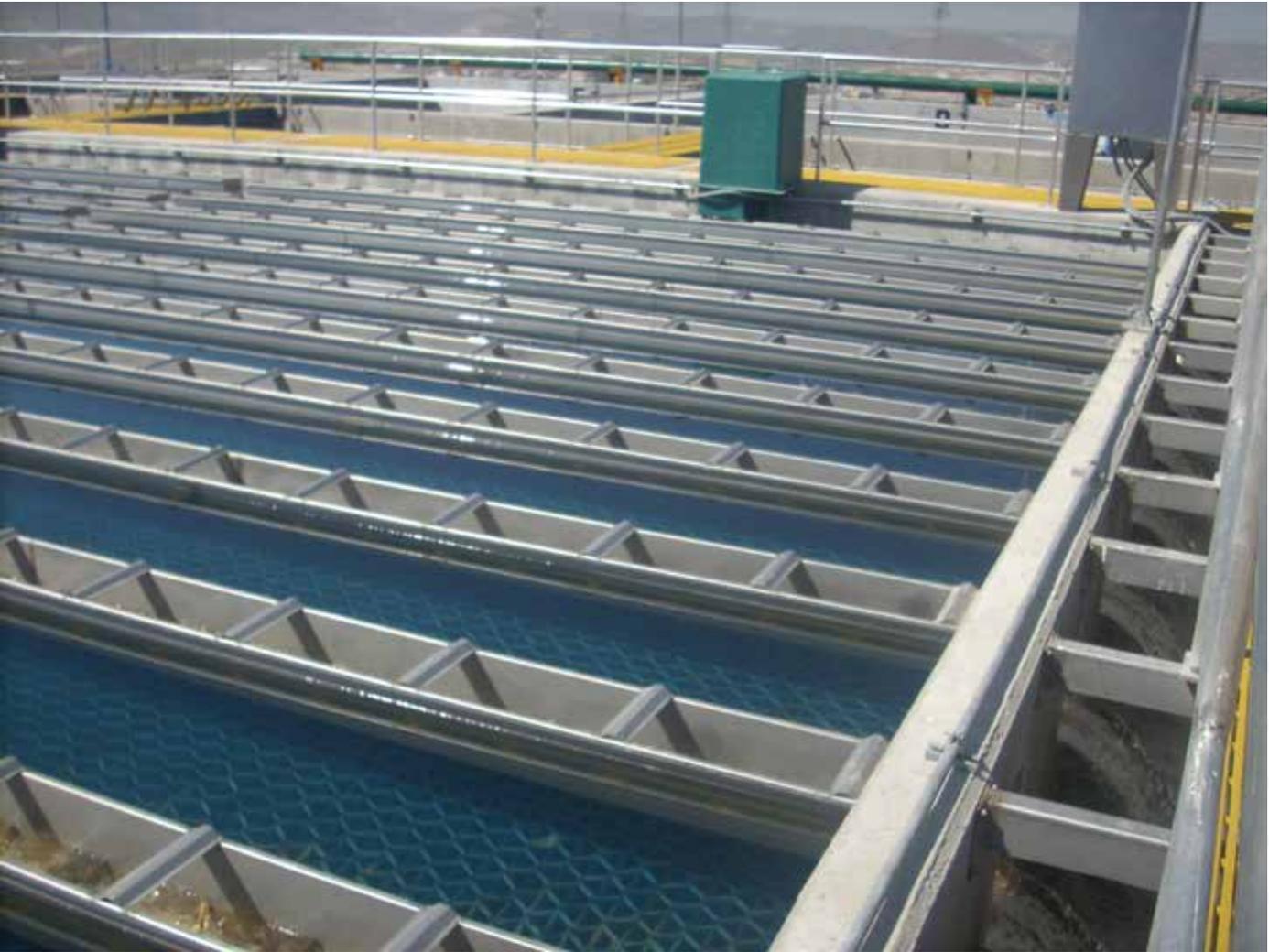
Por ello, para responder a las nuevas necesidades hídricas, la administración del Presidente de la República, Enrique Peña Nieto, está impulsando una transformación integral del sector, y como parte fundamental de esta estrategia, el fortalecimiento de los organismos operadores y prestadores de los servicios de agua potable, drenaje y saneamiento.

En este sentido, publicamos este manual: una guía técnica especializada, que contiene los más recientes avances tecnológicos en obras hidráulicas y normas de calidad, con el fin de desarrollar infraestructura más eficiente, segura y sustentable, así como formar recursos humanos más capacitados y preparados.

Estamos seguros de que será de gran apoyo para orientar el quehacer cotidiano de los técnicos, especialistas y tomadores de decisiones, proporcionándoles criterios para generar ciclos virtuosos de gestión, disminuir los costos de operación, impulsar el intercambio de volúmenes de agua de primer uso por tratada en los procesos que así lo permitan, y realizar en general, un mejor aprovechamiento de las aguas superficiales y subterráneas del país, considerando las necesidades de nueva infraestructura y el cuidado y mantenimiento de la existente.

El Gobierno de la República tiene el firme compromiso de sentar las bases de una cultura de la gestión integral del agua. Nuestros retos son grandes, pero más grande debe ser nuestra capacidad transformadora para contribuir desde el sector hídrico a **Mover a México.**

Director General de la Comisión Nacional del Agua



OBJETIVO GENERAL

El *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento* (MAPAS) está dirigido a quienes diseñan, construyen, operan y administran los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento del país; busca ser una referencia sobre los criterios, procedimientos, normas, índices, parámetros y casos de éxito que la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), en su carácter de entidad normativa federal en materia de agua, considera recomendable utilizar, a efecto de homologarlos, para que el desarrollo, operación y administración de los sistemas se encaminen a elevar y mantener la eficiencia y la calidad de los servicios a la población.

Este trabajo favorece y orienta la toma de decisiones por parte de autoridades, profesionales, administradores y técnicos de los organismos operadores de agua de la República Mexicana y la labor de los centros de enseñanza.



INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE PLANTAS POTABILIZADORAS DE TECNOLOGÍA SIMPLIFICADA

El suministro de agua potable a las poblaciones de nuestro país es un servicio cuya responsabilidad está a cargo de los municipios, conforme a lo dispuesto en el artículo 115 constitucional. Para tal fin, en de los ayuntamientos se constituyen organismos operadores de agua potable alcantarillado y saneamiento. Son estos los responsables directos de abastecer agua en cantidad suficiente y con la calidad que cumpla con la normativa aplicable, la cual está establecida en la Modificación a la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994, Salud ambiental. Agua para uso y consumo humano. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización.

Los procesos de potabilización se establecen en función de la calidad del agua en las fuentes de captación, pudiendo ser tan sencillos como la desinfección, o involucrar diversas operaciones unitarias como oxidación, coagulación, floculación, sedimentación y filtración, además de la desinfección. En algunos casos se llega a requerir intercambio iónico, nanofiltración, ósmosis inversa o adsorción con carbón activado, entre otros procesos.

Tradicionalmente, los proyectos de plantas potabilizadoras elaborados por empresas especializadas presentaban variaciones y, en algunos casos, una tendencia al sobreequipamiento y la automatización, así como a la inclusión de elaboradas estructuras de captación, lo que encarecía y hacía más lenta la construcción de plantas.

Ante tal situación, en 1987, la Dirección General de Captaciones y Conducciones de Agua, adscrita a la Subsecretaría de Infraestructura Hidráulica de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, elaboró el *Manual de diseño de plantas potabilizadoras tipo de tecnología simplificada*, el cual incluyó un procedimiento de cálculo diseñado para dimensionar un tren de potabilización básico con una capacidad de tratamiento de 250 L/s, gasto volumétrico suficiente para el abastecimiento de una población de 75 000 habitantes. Con este manual,

se lograría la potabilización de las aguas más comúnmente presentes en las fuentes de abastecimiento del país, si bien no era suficiente para ciertos casos y de allí el concepto de básico.

Con este diseño simplificado se buscó estandarizar la forma de las unidades y los sitios de alimentación y recolección del agua; establecer los criterios de diseño más reconocidos y los intervalos de valores recomendados para los diversos parámetros. Se procuró incluir el mínimo de equipamiento, de allí que el floculador sea de tipo hidráulico, en contraste con el mecánico que utiliza agitadores de paletas.

Con el manual se diseñaron algunas plantas potabilizadoras, como las de Jalapa y Cerro Azul, Veracruz; Culiacán, Sinaloa; Piedras Negras y Ciudad Acuña, Coahuila y la de San Gaspar en Guadalajara, Jalisco. Después de más de diez años de operación, estas instalaciones han probado la bondad del diseño y se han detectado mejoras.

Las condiciones actuales son muy distintas a las que prevalecían en la época en que se realizó el manual. Por un lado, la normativa aplicable en nuestro país es más estricta debido a la tendencia global de proteger la salud pues ya hay conocimiento sobre los efectos que ciertas sustancias pueden tener sobre el ser humano. Por otra parte, los avances tecnológicos aplicados al proceso de potabilización son innegables, como el empleo de medios plásticos tubulares para mejorar la sedimentación o la filtración. En cuanto a los avances informáticos, los paquetes de cómputo actuales hacen posible el diseño de hojas de cálculo más flexibles que permiten mejorar el dimensionamiento de las estructuras a partir de facilitar la captura de datos y la visualización de los resultados.

Por lo anterior, en el año 2000 la Gerencia de Ingeniería Básica y Normas Técnicas adscrita a la Subdirección General Técnica de la Comisión Nacional del Agua actualizó el manual de 1987. El resultado es un manual adecuado y actualizado y una serie de hojas de cálculo (en Excel®) que contienen los criterios de diseño revisados que permiten dimensionar plantas potabilizadoras de diversas capacidades, con base en un arreglo modular propuesto para que la operación sea flexible y confiable.

El tren de potabilización básico comprende coagulación química, floculación, sedimentación, filtración y desinfección; se incluye la dosificación y alimentación de los reactivos (sulfato de aluminio y polielectrolito como coagulantes) y gas cloro en la desinfección. Con este sistema se puede remover fundamentalmente la turbiedad y la contaminación bacteriológica, además de que se disminuyen los niveles de otros parámetros.

La adecuación y actualización del libro permite dimensionar las unidades e interconexiones, así como establecer el perfil hidráulico general. El diseño estructural de las unidades, interconexiones y el diseño electromecánico quedan fuera del alcance del mismo. Al respecto, para mayor detalle pueden consultarse los diversos libros del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

Es importante señalar que este libro tiene el propósito de servir como una herramienta básica para el diseño de plantas potabilizadoras a partir del tren de potabilización mencionado. En virtud de que un diseño ejecutivo involucra la utilización de parámetros de diseño que se obtienen de pruebas realizadas sobre el agua que habrá de potabilizarse, los valores incluidos en la bibliografía constituyen una base que debe ser complementada con los resultados de tales pruebas, ya que por sí solos no constituyen una garantía de que se cumplirá con la normativa aplicable.

Las plantas potabilizadoras producen agua de la mejor calidad posible a partir del agua cruda disponible. El manejo y disposición de los residuos producidos en el tratamiento para la potabilización de las aguas se han venido realizando inadecuadamente. La mayor parte de los residuos en México son lodos químicos, los cuales resultan de la adición y reacción, en los procesos de potabilización del agua, de diferentes compuestos químicos. Estos lodos químicos contienen las impurezas que degradaban la calidad del agua cruda y que se removieron en la planta y deben, por lo tanto, disponerse de una manera que no dañe al ambiente.

Por lo tanto, es necesario que los responsables de las plantas potabilizadoras revaloren los métodos de tratamiento y disposición de los

lodos químicos generados en los procesos, además de que los reglamentos y normas para la protección del ambiente son cada vez más estrictos y su aplicación por parte de las autoridades más completa.

Debido a que el manejo y la disposición de los residuos se ha venido realizando de forma inadecuada, se incluyen en este libro temas para orientar a los responsables del diseño y operación de plantas potabilizadoras en el manejo de los lodos químicos producidos en los procesos de potabilización de las aguas.

Se incluye información sobre la calidad y cantidad de los lodos generados, un análisis de la legislación aplicable en su manejo y disposición, metodologías y criterios de diseño de los procesos para el manejo, tratamiento y disposición de los mismos, así como ejemplos de aplicación.

1

ANTECEDENTES

El suministro de agua potable implica diversos aspectos, entre los que se encuentra la adecuación de su calidad para consumo humano. Para ello se requiere encontrar la forma más conveniente de hacerlo, tanto desde el punto de vista técnico como del económico. Lo más común es efectuar el suministro de agua a partir de las denominadas fuentes convencionales, compuestas por las aguas subterráneas (acuíferos) y las superficiales (ríos, lagos y presas). Rara vez se acude a las no convencionales, que son los acuíferos salados, el agua de mar y el agua negra. Por su elevada calidad, se prefiere potabilizar aguas de acuíferos para los cuales, en algunos casos, basta con aplicar cloración o remover hierro y manganeso. En cambio, para aguas superficiales se requieren plantas potabilizadoras más complejas, que incluyen procesos como coagulación-floculación, sedimentación, filtración y por supuesto, desinfección con cloro.

Este libro describe los principales procesos para potabilizar agua de manera que un organismo operador pueda realizar un diseño preliminar característico. Se presentan los fundamentos teóricos para eliminar la dureza, hierro y manganeso aplicables a aguas subterráneas. También se menciona cómo desalar agua si esta proviene de acuíferos salinos o del mar. Los procesos de coagulación-floculación, sedimentación y filtra-

ción son descritos de forma que apliquen a cuerpos de aguas superficiales. La desinfección conforma una parte importante ya que aplica a todas las fuentes de suministro anteriormente mencionadas. A pesar de que en México, como en casi todo el mundo, la principal fuente de suministro de agua para consumo humano es la freática (70 por ciento del total), este libro incluye con mayor detalle la potabilización de fuentes superficiales porque requieren mayor tratamiento. El término tratamiento se refiere aquí al conjunto de procesos unitarios necesarios para la potabilización y no a las plantas de tratamiento de aguas residuales, a menos que así se indique.

Por otra parte, debido a que durante la década de los años sesentas se construyeron en el país gran parte de las plantas potabilizadoras para las aguas superficiales que existen, y en su diseño se emplearon diversas tecnologías que no funcionaron de la forma planeada, este libro contiene un programa de cálculo para un sistema de potabilización convencional de aguas superficiales. De hecho, este libro constituye la actualización de una versión anterior editada por la SARH en 1987, el *Manual de diseño de plantas potabilizadoras tipo de tecnología simplificada*, cuyo objetivo era estandarizar criterios de diseño y operación en las plantas potabilizadoras para reducir los costos de inversión, operación y

mantenimiento. En esta nueva versión, tomando en cuenta los cambios del sector, se integran los cambios normativos en materia de agua potable, se discuten las Normas Oficiales Mexicanas relacionadas y se orienta a los organismos en torno a la selección de esquemas de potabilización más que en el diseño de cada uno de ellos.

En resumen, este libro tiene los siguientes propósitos:

- Describir los principios de los principales procesos para la potabilización
- Analizar los aspectos regulados por las normas relacionadas con el suministro de agua y sus consecuencias en la selección de un esquema de tratamiento
- Proponer un procedimiento de cálculo estándar para obtener la ingeniería básica de una planta, fundamentalmente para la potabilización de una fuente superficial

Proporcionar planos digitalizados que sirvan de modelo para describir el funcionamiento y el perfil hidráulico del tipo de potabilizadora seleccionada

Por ello el libro se acompaña de un *software* con el proceso de cálculo.

En los primeros capítulos se presentan los aspectos teóricos para diseñar plantas potabilizadoras de agua superficial y subterránea. En los últimos se describe el procedimiento para el empleo del programa de cómputo elaborado en una serie de hojas de cálculo del *software* Excel® para diseñar una planta potabilizadora con gasto entre 50 y 500 L/s de agua superficial.

El artículo 115 constitucional establece que los servicios de agua potable son responsabilidad de

los municipios, quienes casi siempre los realizan a través de un organismo operador, que tiene la función de buscar y seleccionar fuentes de suministro, definir los sistemas de captación y determinar los esquemas de potabilización y distribución del agua, entre otras cosas. Por su alta calidad, los organismos operadores casi siempre recurren al empleo de agua subterránea (aproximadamente 62.2 por ciento). Por este motivo, del agua suministrada en el país (329.8 m³/s) un alto porcentaje se reporta como desinfectado (97.9 por ciento) y un aproximado de 96.4 m³/s (27 por ciento) potabilizado, entendiéndose por ello que el agua entra en algún proceso más completo y que incluye desinfección (Tabla 1.1).

Tabla 1.1 Agua suministrada y desinfectada para consumo humano 1991 a 2012, Conagua (2013)

Año	Agua suministrada	Agua desinfectada	Cobertura
	(L/s)	(L/s)	%
1991	240 075	202 900	84.5
1992	247 580	229 400	92.7
1993	249 692	237 149	95.0
1994	261 290	250 840	96.0
1995	272 404	256 265	94.1
1996	277 137	262 099	94.6
1997	283 631	269 047	94.9
1998	294 570	275 220	93.4
1999	309 774	287 147	92.7
2000	312 007	294 400	94.4
2001	315 300	301 950	95.8
2002	314 770	297 680	94.6
2003	320 682	305 847	95.4
2004	322 547	309 170	95.9
2005	324 467	311 295	95.9
2006	325 181	312 253	96.0
2007	327 618	315 243	96.2
2008	328 243	317 395	96.7
2009	328 176	318 647	97.1
2010	329 305	320 707	97.4
2011	329 496	321 511	97.6
2012	329 841	322 971	97.9

De hecho, el artículo 115 constitucional va más allá de la simple obligación de llevar agua entubada a las casas ya que menciona que el agua debe ser potable. El suministro de agua de buena calidad para consumo humano es fundamental para la salud y el bienestar de la población, por ello la Secretaría de Salud ha emitido normas para establecer las características del agua para uso y consumo humano (Modificación a la NOM-127-SSA1-1994), las condiciones para demostrar su cumplimiento (NOM-230-SSA1-2002 y NOM-179-SSA1-1998) y los requisitos que deben cumplir los sistemas de abastecimiento para consumo humano públicos y privados (NOM-230-SSA1-2002), las que se vigilarán por la Secretaría de Salud y los demás niveles de gobierno en sus respectivos ámbitos de competencia, en coordinación con la Comi-

sión Nacional del Agua. El instrumento para cumplir con la calidad del agua son las plantas potabilizadoras, es decir, el conjunto de procesos y operaciones unitarias que hacen que un agua sea potable y que pueden ir desde una simple cloración hasta el empleo de procesos muy complejos. Al 31 de diciembre de 2012, en México operan 699 plantas con un gasto tratado de 96.4 m³/s, lo que representa 27 por ciento del volumen de agua suministrada a nivel nacional. La Tabla 1.2 y la Tabla 1.3 muestran el inventario de potabilizadoras por estado y por proceso a esa misma fecha. El proceso más utilizado es el de clarificación convencional, utilizado en 206 plantas (29.5 por ciento); seguido por el de ósmosis inversa, aplicado 193 plantas (27.6 por ciento) y en tercer lugar el de clarificación de patente, en 158 plantas (22.6 por ciento).

Tabla 1.2 Plantas potabilizadoras por estado y por proceso al 31 de diciembre de 2012 primera parte, Conagua (2013)

Entidad federativa	Ablandamiento		Adsorción		Clarificación convencional		Clarificación de patente		Filtración directa	
	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)
Aguascalientes					3	26				
Baja California					7	1 237.3			17	5 286.3
Baja California Sur									1	5
Campeche					2	23				
Chiapas					4	1728	2	860		
Chihuahua	1	70					2	250		
Coahuila de Zaragoza					6	1 606			4	99.6
Colima	1	0.015								
Distrito Federal			10	1 080	3	295			11	784
Durango					1	100			2	9.3
Guanajuato	8	27.44			4	325				
Guerrero					9	3 051	1	25	1	45
Hidalgo					1	50	17	152		
Jalisco					21	10 973			4	58
México			1	20	6	15 539	1	60	1	450
Michoacán de Ocampo					4	2 365			1	130
Morelos							3	2.5		
Nayarit										

Tabla 1.2 Plantas potabilizadoras por estado y por proceso al 31 de diciembre de 2012 primera parte, Conagua (2013)
(continuación)

Entidad federativa	Ablandamiento		Adsorción		Clarificación convencional		Clarificación de patente		Filtración directa	
	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)
Nuevo León					7	1 002			2	6694
Oaxaca					3	161.3			1	160
Puebla	1	83.52			1	100				
Querétaro de Arteaga					1	1 350	3	91	3	121
Quintana Roo										
San Luis Potosí	1	28			4	835	2	20	4	69
Sinaloa					30	3445	109	3139.6		
Sonora					23	1 989.28				
Tabasco	5	60			29	8 000	4	395		
Tamaulipas					29	10 139	14	163	9	1225
Tlaxcala										
Veracruz	2	200			8	4 135.2			3	58.5
Yucatán										
Zacatecas										
Total nacional	19	468.975	11	1 100	206	68 475.08	158	5 158.1	64	15 194.7

Tabla 1.3 Plantas potabilizadoras por estado y por proceso al 31 de diciembre de 2012 segunda parte, Conagua (2013)

Entidad federativa	Filtros lentos		Filtro de carbón activado		Ósmosis Inversa		Remoción de hierro y manganeso		Otro		Total	
	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)
Aguascalientes											3	26
Baja California							1	85.9	6	26.4	31	6 636
Baja California Sur					16	210.46					17	215
Campeche											2	23
Chiapas											6	2 588
Chihuahua							1	60			4	380
Coahuila de Zaragoza					8	1.6					18	1 707
Colima			14	0.62	24	4.13					39	5
Distrito Federal	1	458			11	560	2	200	1	45	39	3422
Durango					31	12.5					34	122
Guanajuato	4	2.4			13	7.7					29	363
Guerrero	1	40	1	25							13	3186
Hidalgo					1	80	1	50			20	332
Jalisco							1	1 000			26	12 031
México							2	670			11	16 739
Michoacán de Ocampo											5	2 495
Morelos											3	3
Nayarit											0	0

Tabla 1.3 Plantas potabilizadoras por estado y por proceso al 31 de diciembre de 2012 segunda parte, Conagua (2013)
(continuación)

Entidad federativa	Filtros lentos		Filtro de carbón activado		Ósmosis Inversa		Remoción de hierro y manganeso		Otro		Total	
	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)	N°	Q (L/s)
Nuevo León									3			12.2
Oaxaca												
Puebla					2	241			1	90	5	515
Querétaro de Arteaga											7	1 562
Quintana Roo											0	0
San Luis Potosí					3	5.1					14	957
Sinaloa							5	1678			144	8 263
Sonora											23	1 989
Tabasco	1	10									39	8 465
Tamaulipas					2	11					54	11 538
Tlaxcala											0	0
Veracruz											13	4 394
Yucatán											0	0
Zacatecas	3	0.24			79	12.24					82	12
Total nacional	10	510.64	15	25.62	193	1 157.93	15	4 193.9	8	161.4	699	96 446



2

SUMINISTRO DE AGUA POTABLE

El artículo 115 constitucional establece que es responsabilidad de los municipios el suministro de los servicios de agua potable. Para llevar a cabo esta tarea se requiere, desde el punto de vista técnico, realizar lo siguiente:

- Identificar y proteger la(s) fuente(s) de suministro de la contaminación
- Realizar obras de captación y transportar el agua
- Potabilizar
- Vigilar la calidad del servicio
- Mantener y operar las redes de distribución a los usuarios
- Suministrar una adecuada atención a los usuarios (desde cobrar el líquido hasta realizar la administración necesaria del sistema)

Todas estas tareas son importantes y de ellas depende dar un buen servicio, en términos de:

- **Calidad.** El agua debe cumplir con el criterio de potabilidad establecido en la normatividad correspondiente
- **Cobertura.** Se debe suministrar el agua a toda la población, actualmente todavía no se tiene 100 por ciento de la cobertura
- **Cantidad.** Se debe suministrar un volumen mínimo (agua en bloque) para que el usua-

rio cuente con su dotación. Se estima que ésta es de 150 L/hab (considera el agua que se pierde por fugas)

- **Continuidad.** Porcentaje del tiempo durante el cual se dispone de agua (diaria, semanal o estacionalmente)
- **Precio.** La tarifa que pagan los consumidores domésticos debe ser acorde con el servicio que se proporciona y con el costo

En conjunto, estos cinco indicadores constituyen una guía cuantitativa para comparar la eficiencia de los organismos abastecedores de agua y proporcionan a los consumidores una medida objetiva de la calidad del servicio. En este manual se abordará con detalle una metodología para potabilizar el agua. Sin embargo, para su correcta aplicación es preciso que el lector entienda y conozca las diferentes cualidades de las principales fuentes de abastecimiento, que determinan la aplicación o no aplicación de una determinada tecnología.

2.1 IMPORTANCIA DE LA CALIDAD DEL AGUA EN EL SUMINISTRO

A lo largo de la historia, el hombre ha recurrido a los cuerpos de agua para abastecerse de este recurso, así como para eliminar sus propios dese-

chos. Con el tiempo, la cantidad y tipo de residuos que se liberan en los cursos de agua se ha incrementado y diversificado enormemente, al mismo tiempo que la calidad original del agua se ha degradado en forma tal que es origen y vehículo de diversas enfermedades.

Si bien actualmente se discute sobre si se debe o no seguir suministrando agua de calidad potable a los usuarios para ser empleada en usos que no requieren tan alta calidad, la realidad es que la Constitución así lo exige y por tanto los organismos operadores y las autoridades correspondientes deben continuar haciendo lo necesario para cumplir con este nivel de calidad.

Básicamente, existen dos tipos de enfermedades relacionadas con el agua, en función del tipo de elementos contaminantes presentes: las producidas por agentes biológico-infecciosos (microorganismos) que se manifiestan en forma rá-

pida y las producidas por agentes químicos que, en general, tardan en manifestarse.

2.1.1 ENFERMEDADES DE ORIGEN BIOLÓGICO-INFECCIOSO

Los microorganismos causantes de las denominadas enfermedades hídricas provienen principalmente de las heces humanas o animales (Tabla 2.1). La infección ocurre por el contacto entre el hombre y el agente infeccioso en alguna de las fases del ciclo del uso del agua, es decir, que puede presentarse durante las actividades cotidianas (bañarse, lavar, cocinar, etc.), las actividades agrícolas, durante la potabilización, o bien, al consumirse. La presencia de estos microorganismos en el agua tiene diversas causas, entre las que se encuentran la falta de protección de las fuentes de abastecimiento, la contaminación biológica por infiltración de aguas negras al sistema de distribución, escurrimientos de agua contami-

Tabla 2.1 Enfermedades relacionadas con el agua (Acosta, 2008 y Chaple, 2003)

Grupo de enfermedades	Comentario	Enfermedades que producen
Enfermedades transmitidas por el agua (water-borne diseases)	En este grupo de enfermedades el agua actúa como un vehículo pasivo del agente infeccioso al ser ingerido en el agua contaminada Se producen debido a una pobre calidad de la potabilización del agua para uso y consumo humano	Cólera, tifoidea, disentería bacilar, disentería amebiana, hepatitis infecciosa, poliomielitis, gastroenteritis
Enfermedades debidas a la carencia de agua (water-washed diseases)	Se relacionan con la falta de higiene personal y el uso de agua de baja calidad en las actividades diarias como lavar y bañarse. También dependen de la insuficiencia de recursos para la disposición adecuada de residuos humanos	Infecciones de los ojos y la piel, conjuntivitis, salmonelosis, tracoma, fiebre paratifoidea, ascariasis
Enfermedades causadas por agentes infecciosos esparcidos por el contacto o ingestión de agua (water-related diseases)	Estas enfermedades se producen cuando parte del ciclo de vida de un agente infeccioso tiene lugar en un medio acuático	Fiebre amarilla, malaria, arbovirus, dengue
Enfermedades causadas por agentes infecciosos ingeridos en diversos alimentos (pescado) que están en contacto con agua contaminada	Estas enfermedades son producidas al ingerir alimentos contaminados por la bioacumulación de ciertos contaminantes o por microorganismos que habitan en el agua	Clonorsiacis

nada hacia los mantos freáticos, las deficiencias en el acondicionamiento del agua, o bien, la falta de higiene de los usuarios, entre otras.

En los países subdesarrollados la prioridad esencial en cualquier sistema de potabilización del agua, independientemente de la fuente de suministro, es la desinfección. En México, aun cuando por medio del Programa Agua Limpia se ha incrementado el suministro de agua desinfectada, las enfermedades gastrointestinales son el principal problema de salud en el país, siendo los niños menores de cinco años el grupo más vulnerable a este tipo de padecimientos que provocan diarrea aguda y en ocasiones, muerte por deshidratación.

Más aún, investigaciones recientes demuestran que los indicadores tradicionales de potabilidad (coliformes fecales y coliformes totales) y la presencia de cloro en concentraciones de hasta 0.5 mg/L, no aseguran la ausencia de patógenos en el agua de ciudades como la de México, donde se han encontrado rotavirus y *Helicobacter pylori*, responsable de úlcera y cáncer del estómago (AAP, 2007). Cabe destacar que estos mismos estudios demuestran que no existe correlación entre la presencia de patógenos en el agua de suministro y el estado de salud de una población en particular pues, en general, la mayor parte de la gente no consume el agua de la llave sino que emplea agua embotellada para estos fines.

2.1.2 ENFERMEDADES PRODUCIDAS POR AGENTES QUÍMICOS

Estas enfermedades son provocadas por la ingesta de elementos y compuestos químicos que entran al agua por vías naturales o antropogénicas y, dependiendo de la composición química, dosis y tiempo de exposición, provocan respuestas

negativas de diversa magnitud en el organismo. Cuando dicha respuesta ocurre en forma inmediata (24 a 48 horas después de la exposición) se denomina efecto agudo, pero si ocurre después de un largo periodo (10 a 20 años) se debe a un efecto por exposición crónica. En ambos casos, los efectos pueden ser o no reversibles, dependiendo de su naturaleza y severidad, así como del órgano afectado. Debido a la amplia gama de compuestos (naturales o antropogénicos) que pueden presentarse en el agua, actualmente no se han identificado cuáles son todos los agentes. De los tipos de efectos que se pueden presentar resaltan los carcinogénicos, los mutagénicos y los teratogénicos.

En México la contaminación del agua con tóxicos ha ido en aumento. Los de mayor preocupación son metales, diversos compuestos orgánicos volátiles, pesticidas y nitratos. Su presencia se debe a lixiviación, fugas en el almacenamiento subterráneo de productos industriales, nitrificación de agua residual, arrastre de contaminantes por el agua de lluvia, escurrimientos agrícolas y operaciones mineras. Estas son actividades que aportan frecuentemente contaminantes difíciles de monitorear y que causan graves problemas de contaminación debido a que, en general, no se concentran en un área específica, sino que se integran al ciclo hidrológico y se mantienen en movimiento hasta que se reintegran a otro ciclo. Para determinar si existen o no problemas de este tipo, es necesario determinar las concentraciones de los contaminantes.

2.2 FUENTES DE ABASTECIMIENTO

El agua, al igual que la energía, no se crea ni se destruye, por lo que la cantidad total presente en el planeta es constante. Sin embargo, a nivel

local, la cantidad y particularmente la calidad no son constantes.

Por conveniencia, la humanidad ha hecho uso de las fuentes de mejor calidad para abastecer sus necesidades pues requieren menor tratamiento para su uso. Estas, las subterráneas y superficiales, se conocen como fuentes convencionales y se prefieren a las no convencionales (agua de mar y aguas residuales). Sin embargo, la falta de tratamiento de las aguas residuales ha hecho que las primeras se mezclen con las aguas negras a través del ciclo hidrológico y, así, las fuentes convencionales día a día experimentan un mayor grado de contaminación. A continuación se analizan las principales características del agua contenida en los cuerpos de agua subterráneos y superficiales y se relacionan con las necesidades de tratamiento que implican.

2.2.1 AGUAS SUBTERRÁNEAS

Las aguas subterráneas constituyen la principal fuente de abastecimiento en nuestro país. Se forman a partir del agua que precipita y percola al suelo por acción de la gravedad hasta alcanzar un estrato impermeable y constituir un acuífero. Se caracterizan por tener un patrón de flujo relativamente estable en términos de dirección y velocidad. Esta última es del orden de 10^{-10} a 10^{-3} m/s, en función de la porosidad y permeabilidad del material geológico. En formaciones de tipo cárstico o fracturadas pueden alcanzar valores de varios metros por segundo.

Por lo general, los acuíferos, por estar cubiertos, presentan una buena calidad de agua, libre de sólidos suspendidos. Con excepción de las áreas donde la infiltración de aguas contaminadas ocurre muy rápidamente o en un corto trayec-

to, las aguas subterráneas no tienen problemas de contaminación. También es común que estén libres de patógenos. Por ello, no requieren grandes sistemas de potabilización y a menudo la simple desinfección (cloración) es suficiente.

Por otra parte, la calidad de los acuíferos depende también de la capacidad del agua para disolver compuestos del suelo mientras fluye al infiltrarse o durante su almacenamiento (que puede ser hasta de cientos de años). Por ello, el agua subterránea contiene un mayor número de iones disueltos, entre los que se encuentran cationes (calcio, magnesio, sodio, potasio, hierro y manganeso) y aniones (carbonatos, bicarbonatos, sulfatos y cloruros). Estos componentes se reflejan en problemas para el abastecimiento, como los que ocurren por aguas duras, conductividad elevada y alteraciones estéticas ocasionadas por el hierro (Fe) y manganeso (Mn).

En términos de volumen de agua potable los acuíferos confinados son menos importantes que los libres (no confinados). Sin embargo, contribuyen al suministro de un volumen sustancial de agua y localmente pueden ser la mayor fuente de agua potable. El agua subterránea en los acuíferos confinados es mucho más vieja y se caracteriza por menor contenido de nitratos y contaminantes orgánicos, como pesticidas.

Los acuíferos confinados usualmente no se aprovechan si existe una fuente alternativa de agua, debido a su elevada salinidad, exceso de hierro, manganeso, problemas de gases como dióxido de carbono y ausencia de oxígeno disuelto. Estos problemas en la calidad del agua aunados a los costos de bombeo hacen que el tratamiento de agua de acuíferos confinados sea mayor al de los acuíferos libres (Gray, 2008).

2.2.2 AGUAS SUPERFICIALES

El agua superficial se define como cualquier cuerpo de agua abierto a la atmósfera susceptible de fluir o permanecer en reposo, como corrientes, ríos, lagunas, lagos y embalses. Estas fuentes se alimentan de la precipitación directa, o bien, por la descarga de agua de algún manto freático.

En las corrientes y ríos (con velocidad entre 0.1 y 1 m/s) el volumen de agua varía debido a la precipitación y derrames accidentales, además, son susceptibles de introducir y transportar contaminantes hacia la red de suministro del agua potable. Por otro lado, los lagos y embalses, pueden ser considerados como ríos de flujo lento (velocidad entre 0.001 y 0.01 m/s). Esta retención del agua hace que sea más clara, debido a que la actividad microbiana actúa para remover materia orgánica y las fluctuaciones físicas y el proceso de sedimentación separan el material particulado. Es decir, el almacenamiento del agua implica mejoras en la calidad, lo que llega a reducir el tratamiento antes del

suministro. Sin embargo, esto se complica por dos factores que deterioran considerablemente la calidad: el hecho de que en aguas en reposo se favorecen las poblaciones de algas y el caso de que la profundidad de lagos y embalses puede generar un sistema estratificado térmicamente, en particular durante los meses de verano, con ausencia de oxígeno.

Las aguas superficiales son por lo general menos duras, tienen mayor concentración de oxígeno disuelto y no contienen ácido sulfhídrico. Su temperatura es variable en función de la época del año y la profundidad de la captación. En contrapartida, son fácilmente contaminables, tienen alta actividad biológica, color, turbiedad, sólidos en suspensión, materia orgánica y material flotante, por lo que el tratamiento principal que se les aplica es la remoción de partículas (Jiménez, 2005). La extracción de fuentes superficiales no debe interferir con las actividades normales asociadas a ese cuerpo de agua y debe asegurar un abastecimiento constante con calidad. Para mantener la integridad de los cuerpos

Ilustración 2.1 Tipos de acuíferos (LDA, 2014)

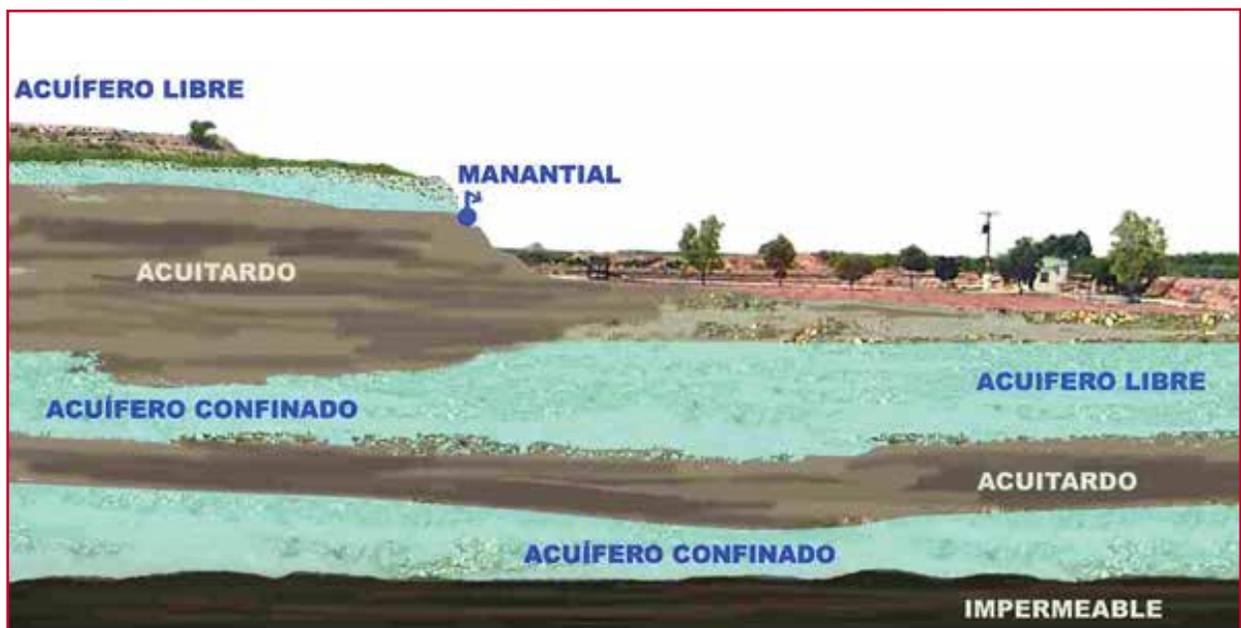


Tabla 2.2 Principales diferencias entre las aguas superficiales y las aguas subterráneas, Degrémont (2007)

Características examinadas	Aguas superficiales	Aguas subterráneas
Temperatura	Variable según la época del año	Relativamente constante
Turbiedad	Variable, a veces elevada	Baja o nula
Mineralización	Variable en función de los terrenos, precipitación, vertidos, etc.	Sensiblemente constante, generalmente mayor que en la superficie de la misma región
Hierro y manganeso divalentes en estado disuelto	Generalmente ausentes, salvo en el fondo de cuerpos de agua en estado de eutroficación	Generalmente presentes
Dióxido de carbono	Generalmente ausente	Normalmente presente en gran cantidad
Oxígeno disuelto	Normalmente próximo a saturación	Ausencia total en la mayoría de los casos
Amonio	Presente solo en aguas contaminadas	Presencia frecuente, sin ser un índice de contaminación
Ácido sulfhídrico	Ausente	Normalmente presente
Sílice	Contenido moderado	Contenido normalmente elevado
Nitratos	Poco abundante en general	Contenido a veces elevado, riesgo de metahemoglobinemia
Microorganismos	Bacterias (algunas patógenas), virus, plancton	Bajo contenido microbiano debido a la escasez de nutrientes

se debe calcular un flujo mínimo en época de escasez y mantenerlo para todo el año. El límite a dicha extracción está en función de: la protección de la calidad biológica del río, la dilución de las descargas municipales e industriales, el aseguramiento del uso normal del cuerpo y para permitir un adecuado flujo.

2.2.3 COMPARACIÓN DE LA CALIDAD DE LAS AGUAS SUPERFICIALES Y SUBTERRÁNEAS

A manera de resumen, en la Tabla 2.2 se presentan las principales diferencias entre las aguas superficiales y las subterráneas. Se puede observar que en las aguas superficiales hay una mayor variabilidad, tanto de las sustancias y parámetros presentes, como de sus concentraciones, debido principalmente a la exposición del agua, lo que provoca que cambie su composición de acuerdo con las características del ambiente. En general, es más económico potabilizar agua subterránea que agua superficial.

2.3 CALIDAD DE LAS FUENTES DE AGUA EN MÉXICO

De acuerdo con la Red Nacional de Monitoreo (1987-2012), las fuentes de agua subterránea son las que presentan mejor calidad comparadas con las fuentes superficiales. En general, el agua subterránea presenta problemas por coliformes fecales, cloruros, amoníaco, color, pH, alcalinidad, sólidos disueltos y conductividad eléctrica.

De acuerdo con los resultados de las evaluaciones de calidad del agua para los tres indicadores de la misma (DBO, DQO y SST) aplicadas a los sitios de monitoreo en 2012, se determinó que 208 sitios de los 5 150 evaluados en la Red Nacional de Monitoreo, están clasificados como fuertemente contaminados en algún indicador, en dos de ellos o en todos. (CONAGUA, 2013).

3

ABASTECIMIENTO Y NORMATIVIDAD

Es indispensable conocer suficientemente las leyes y normas relativas al suministro de agua potable ya que ellas definen las funciones y responsabilidades de quienes suministran el servicio y constituyen la base para que la autoridad competente determine si se está prestando o no el servicio debido. En este aspecto el marco normativo está conformado por:

- Artículo 115 constitucional
- NOM-230-SSA1-2002, Salud ambiental. Agua para uso y consumo humano, requisitos sanitarios que se deben cumplir en los sistemas de abastecimiento públicos y privados durante el manejo del agua. Procedimientos sanitarios para el muestreo
- Modificación a la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994, Salud Ambiental. Agua para uso y consumo humano. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización. (Diario Oficial de la Federación, noviembre, 2000). (En todos los casos en los que se menciona la NOM-127-SSA1-1994 se estará haciendo referencia a la Modificación a la NOM-127-SSA1-1994)
- NOM-179-SSA1-1998, Vigilancia y evaluación del control de calidad del agua para uso y consumo humano, distribuida por sistemas de abastecimiento público

Adicionalmente, se presentan sucintamente otras normas relacionadas de menor importan-

cia. Se recomienda la lectura completa de todas las normas por el personal responsable de la calidad del agua de los organismos operadores, las cuales han sido publicadas en el Diario Oficial de la Federación.

3.1 ARTÍCULO 115 CONSTITUCIONAL

Este artículo se encuentra en el Título quinto de la Constitución Política de nuestro país y se refiere a las atribuciones y responsabilidades de los Estados de la Federación y del Distrito Federal. En el párrafo III, inciso a) se establece que los municipios tendrán a su cargo el otorgamiento de los servicios públicos de agua potable, drenaje, alcantarillado, tratamiento y disposición de sus aguas residuales. El párrafo IV señala que los municipios administrarán libremente su hacienda y que por ello podrán tener (fracción, c) ingresos derivados de la prestación de servicios a través del establecimiento de tarifas.

3.2 NORMAS OFICIALES MEXICANAS (NOM)

Las tres NOM citadas son responsabilidad del Sector Salud, quien las vigila en coordinación con la Comisión Nacional del Agua. Estas normas se desarrollaron con la idea de que el agua es un factor fundamental para reducir el riesgo de transmitir diversas enfermedades, particularmente las gastrointestinales y que para asegurar

su calidad se requiere controlar el sistema de abastecimiento así como a sus operadores. Se entiende por sistemas de abastecimiento al conjunto intercomunicado de fuentes, construcciones, instalaciones y equipos de las obras de captación, plantas cloradoras, plantas potabilizadoras, tanques de almacenamiento y de regulación, cárcamos de bombeo, líneas de conducción, redes de distribución y tomas domiciliarias.

3.2.1 NOM-230-SSA1-2002

La NOM-230-SSA1-2002 tiene por objeto establecer los procedimientos sanitarios para el muestreo bacteriológico y fisicoquímico del agua para uso y consumo humano en los sistemas de abastecimiento de agua públicos y privados. También establece los criterios para manejo, preservación y transporte de muestras. La norma es de observancia obligatoria para los encargados de los sistemas de abastecimiento de agua para uso y consumo humano.

Deben estar protegidos mediante cercas de mallas de alambre o muros con la altura y distancia suficiente que impida la disposición de desechos sólidos, líquidos o excretas y el paso de animales.

Sólo se debe permitir el acceso a personal autorizado.

Se deben mantener siempre aseadas y pintadas de acuerdo con los códigos de colores correspondientes en sus diferentes edificios de dosificación de reactivo, laboratorios, máquinas, almacenes, etc.

Además, los pisos, lambrines y paredes deben ser recubiertos con materiales de fácil limpieza.

Los edificios o casetas destinados al almacenamiento y aplicación de desinfectantes, sea cloro, compuesto de cloro u otros productos químicos, deben mantener el piso seco y ventilación adecuada que permita circulación cruzada del aire.

Además, la norma señala que debe preservarse la calidad bacteriológica del agua en cualquier parte del sistema, hasta en los puntos más alejados de la red de distribución, mediante una desinfección continua y permanente que garantice la existencia de cloro residual libre entre 0.5 y 1.0 mg/L. Esto debe cumplirse aun en el caso de fallas mecánicas, eléctricas o paros por mantenimiento o cualquier otra causa.

La vigilancia del cumplimiento de esta norma corresponde a la Secretaría de Salud y a los gobiernos de las entidades federativas en sus respectivos ámbitos de competencia, en coordinación con la Comisión Nacional del Agua.

3.2.2 MODIFICACIÓN A LA NOM 127-SSA1-1994

Con fecha 22 de noviembre de 2000 fue publicada en el Diario Oficial de la Federación la Modificación a la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994, Salud Ambiental. Agua para uso y consumo humano. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización.

La norma define básicamente dos cosas:

- a) Los límites permisibles para el agua potable en cuanto a sus características microbiológicas, físicas, organolépticas, químicas y radiactivas
- b) Los tratamientos de potabilización

La norma aplica a todos los sistemas de abastecimiento públicos y privados y a cualquier persona física o moral que distribuya agua en el territorio nacional. La vigilancia de su cumplimiento corresponde a la Secretaría de Salud en coordinación con los gobiernos estatales, municipales, el Gobierno del Distrito Federal, las Comisiones Estatales de Agua y Saneamiento y la Comisión Nacional del Agua, en sus respectivos ámbitos de competencia.

3.2.2.1 Límites permisibles

Características microbiológicas

El contenido de organismos resultante del examen de una muestra simple de agua debe ajustarse a lo establecido en la Tabla 3.1. Las unidades de medida deberán reportarse de acuerdo

a la metodología empleada. El análisis se puede realizar mediante la técnica de tubos múltiples (en ese caso se reporta NMP/100 mL), o bien, por el método de filtración por membrana (en ese caso se señalan UFC/100 mL), o por otro método.

Bajo situaciones de emergencia, las autoridades competentes podrán establecer los agentes biológicos nocivos para la salud que se deban investigar, como por ejemplo el *Vibrio cholerae*.

Características físicas y organolépticas

Las características físicas y organolépticas deberán ajustarse a lo establecido en la Tabla 3.2.

Características químicas

El contenido de constituyentes químicos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 3.3. Los límites se expresan en mg/L, excepto cuando se indique otra unidad. Los límites permisibles de metales se refieren a su concentración total en el agua, la cual incluye los suspendidos y los disueltos.

Tabla 3.1 Límites permisibles de características microbiológicas

Característica	Límite permisible
Organismos coliformes totales	Ausencia o no detectables en ninguna muestra
E. coli o coliformes fecales u organismos termotolerantes	Ausencia o no detectables. En sistemas de abastecimiento de localidades con una población mayor de 50 000 habitantes estos organismos deberán estar ausentes en 95% de las muestras tomadas en un mismo sitio de la red de distribución durante un período de doce meses de un mismo año

Tabla 3.2 Límites permisibles de características físicas y organolépticas

Característica	Límite permisible
Color	20 unidades de color verdadero en la escala de platino-cobalto
Olor y sabor	Agradable (se aceptarán aquellos que sean tolerables para la mayoría de los consumidores, siempre que no sean resultado de condiciones objetables desde el punto de vista biológico o químico)
Turbiedad	5 unidades de turbiedad nefelométricas (UTN) o su equivalente en otro método

Tabla 3.3 Límites permisibles de características químicas

Parámetro	Límite permisible
Aluminio	0.2
Arsénico (nota 2)	0.05
Bario	0.7
Cadmio	0.005
Cianuros (como CN ⁻)	0.07
Cloro residual libre	0.2 a 1.50
Cloruros (como Cl ⁻)	250
Cobre	2
Cromo total	0.05
Dureza total (como CaCO ₃)	500
Fenoles o compuestos fenólicos	0.3
Fierro	0.3
Fluoruros (como F ⁻)	1.5
Hidrocarburos aromáticos, mg/L	
Benceno	10.00(2)
Etilbenceno	300.00(2)
Tolueno	700.00(2)
Xileno (tres isómeros)	500.00(2)
Manganeso	0.15
Mercurio	0.001
Nitratos (como N)	10
Nitritos (como N)	1.00(1)
Nitrógeno amoniacal (como N)	0.5
pH (potencial de hidrógeno) en unidades de pH	6.5 – 8.5
Plaguicidas, mlagu	
Aldrín y dieldrín (separados o combinados)	0.03
Clordano (total de isómeros)	0.20(3)
DDT (total de isómeros)	1
Gamma-HCH (lindano)	2.00
Hexaclorobenceno	1.00(1)
Heptacloro y epóxido de heptacloro	0.03
Metoxicloro	20
2.4 – D	30.00(3)
Plomo	0.01(3)
Sodio	200
Sólidos disueltos totales	1 000
Sulfatos (como SO ₄ ²⁻)	400
Sustancias activas al azul de metileno (SAAM)	0.5
Trihalometanos totales	0.2
Yodo residual libre	0.2 a 0.5(2)
Zinc	5

Notas:

- (1) El nuevo valor es mayor en relación con la norma anterior. Para fenoles o compuestos fenólicos era de 0.001 mg/L, para nitritos como N, de 0.05 mg/L y para hexaclorobenceno de 0.01 g/L
- (2) Nuevo parámetro
- (3) El nuevo valor es menor. Para clordano y sus isómeros era de 0.3 mg/L, para 2.4 – D era de 50.00 mg/L, para Pb de 0.025 mg/L

En cuanto al límite permisible de arsénico, la norma establece que será ajustado en forma anual, de conformidad con la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 Cumplimiento gradual para el As

Límite permisible, mg/L	Año
0.045	2001
0.040	2002
0.035	2003
0.030	2004
0.025	2005

En caso de que en el sistema de abastecimiento no se use cloro o sus derivados para la desinfección, la autoridad sanitaria determinará cuándo debe añadirse para mantener un residual en la línea de distribución.

Características radiactivas

El contenido de constituyentes radiactivos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5 Límites permisibles de características radiactivas

Característica	Límite permisible, bq/L
Radiactividad alfa global	0.56 ⁽¹⁾

Radiactividad beta global 1.85⁽²⁾

⁽¹⁾ El valor anterior era de 0.1 Bq/L

⁽²⁾ El valor anterior era de 1.0 Bq/L

3.2.2.2 Tratamientos para la potabilización del agua

La norma señala que los procesos por emplear deben ser justificados a partir de estudios de calidad y pruebas de tratabilidad realizados a nivel

Tabla 3.6 Tratamientos para la potabilización del agua según los contaminantes de acuerdo con la Modificación a la NOM-127-SSA1-1994

Contaminante(s)	Tratamientos
Contaminación microbiológica (bacterias, helmintos, protozoarios y virus)	Cloro, compuestos de cloro, yodo, ozono, luz ultravioleta; plata iónica o coloidal; coagulación-sedimentación-filtración; filtración en múltiples etapas
Características físicas y organolépticas (color, olor, sabor y turbiedad)	Oxidación-coagulación-floculación-sedimentación-filtración; adsorción en carbón activado
Arsénico	Coagulación-floculación-sedimentación-filtración; intercambio iónico u ósmosis inversa
Aluminio, bario, cadmio, cianuros, cobre, cromo total y plomo	Coagulación-floculación-sedimentación-filtración; intercambio iónico u ósmosis inversa
Cloruros	Intercambio iónico, ósmosis inversa o evaporación
Dureza	Ablandamiento químico o intercambio iónico
Fenoles o compuestos fenólicos	Oxidación-coagulación-floculación-sedimentación-filtración; adsorción en carbón activado u oxidación con ozono
Fierro o manganeso	Oxidación-filtración, intercambio iónico u ósmosis inversa
Fluoruros	Alúmina activada, carbón de hueso u ósmosis inversa
Hidrocarburos aromáticos	Oxidación-filtración o adsorción en carbón activado
Mercurio	Coagulación-floculación-sedimentación-filtración; adsorción en carbón activado granular u ósmosis inversa cuando la fuente de abastecimiento contenga hasta 10 microgramos/L; adsorción en carbón activado granular en polvo cuando la fuente de abastecimiento contenga más de 10 microgramos/L
Nitratos y nitritos	Intercambio iónico o coagulación-floculación-sedimentación-filtración
Nitrógeno amoniacal	Coagulación-floculación-sedimentación-filtración, desgasificación o desorción
pH	Neutralización
Plaguicidas	Adsorción en carbón activado granular
Sodio	Intercambio iónico

Tabla 4.6 Tratamientos para la potabilización del agua según los contaminantes de acuerdo con la MODIFICACIÓN a la NOM-127-SSA1-1994 (continuación)

Contaminante(s)	Tratamientos
Sólidos disueltos totales	Coagulación-floculación-sedimentación-filtración o intercambio iónico
Sulfatos	Intercambio iónico u ósmosis inversa
Sustancias activas al azul de metileno	Adsorción en carbón activado
Trihalometanos.	Oxidación con aireación u ozono y adsorción en carbón activado granular
Zinc	Evaporación o intercambio iónico

de laboratorio para asegurar su efectividad. Pero también menciona que se deben aplicar los señalados en la Tabla 3.6 o los que resulten de las pruebas de tratabilidad. La norma también menciona que la selección de los métodos de prueba para la determinación de los parámetros definidos en esta norma, es responsabilidad de los organismos operadores que serán aprobados por la Secretaría de Salud a través del área correspondiente.

3.2.3 NOM-179-SSA1-1998

Esta norma, responsabilidad de la Secretaría de Salud, propone mejorar el control sanitario del agua para uso y consumo humano distribuida por sistemas de abastecimiento público. Por ello, establece los requisitos y especificaciones que deberán observarse en las actividades de control de la calidad del agua para consumo humano y la necesidad de que las autoridades competentes cuenten con programas estructurados para evaluar los sistemas de abastecimiento de manera que se garantice el suministro de agua potable a la población. Determina como requisitos en sistemas de abastecimiento de localidades con una población de 50 000 habitantes o menor, lo señalado en la Tabla 3.7, Tabla 3.8 y Tabla 3.9. Los resultados de los análisis se deben conservar en archivo durante tres años como mínimo y estar a disposición de la autoridad competente cuando esta lo solicite.

Para sistemas con más de 50 000 habitantes, el organismo operador debe contar con un certificado de calidad sanitaria del agua, otorgado por la Secretaría de Salud, siendo el propio organismo el responsable del cumplimiento de los Programas de Análisis de Calidad del Agua, de la inspección de las instalaciones hidráulicas, del mantenimiento y de la capacitación. El avance de estos programas debe ser registrado en bitácoras actualizadas o archivo y estar disponible para la autoridad competente, cuando esta lo solicite, durante un mínimo de cinco años, al igual que los resultados de los análisis de agua.

Tabla 3.7 Programa de análisis de calidad de agua según la NOM 179-SSA1-1998

Determinación de cloro residual libre en red de distribución		
Población abastecida, número de habitantes	Muestras por número de habitantes	Frecuencia
<2 500	1/<2 500	Semanal
2 501 a 50 000	1/5 000	Semanal
50 001 a 500 000	5/50 000	Semanal
>500 000	1/50 000	Diaria (siete días/semana)

Tabla 3.8 Programa de análisis de calidad de agua según la NOM 179-SSA1-1998

Examen microbiológico en red de distribución		
Población abastecida, número de habitantes	Muestras por número de habitantes	Frecuencia
<50 000	1/<50 000	semanal
50 001 a 500 000	1/50 000	semanal
>500 000	1/250 000	diaria

Tabla 3.9 Programa de análisis de calidad de agua según la NOM 179-SSA1-1998

Análisis fisicoquímico y examen microbiológico			
Sitio de muestreo	Número de muestras	Frecuencia	Parámetros a determinar
En la entrada a red de distribución proveniente de Fuente de abastecimiento superficial	1	Trimestral	Ver Tabla 4.10
Fuente de abastecimiento subterránea	1	Semestral	Ver Tabla 4.10
Mezcla de dos o más tipos de fuentes o tanque de almacenamiento y regulación	1	Semestral (trimestral si incluye fuentes superficiales)	Ver Tabla 4.10
Planta potabilizadora	1	Trimestral	Ver Tabla 4.10

Se considera que la potabilización debe operar de forma que el agua en la red de distribución, incluyendo los puntos más alejados, contenga cloro residual libre entre 0.2 y 1.5 mg/L de conformidad con la NOM-127-SSA1-1994, cumpliendo además con el examen microbiológico señalado por la misma NOM: Los organismos coliformes totales no deben ser detectables en ninguna muestra de 100 mL; en sistemas para 50 000 habitantes estos organismos deberán estar ausentes en 95 por ciento de las muestras tomadas en un mismo sitio de la red de distribución durante un periodo de doce meses de un mismo año. El agua abastecida por el sistema de distribución no debe contener *E. coli* o coliformes fecales u organismos termotolerantes en ninguna muestra de 100 mL.

Conforme a esta norma, las autoridades locales, en el ámbito de su competencia deben establecer con una periodicidad anual los programas de vigilancia y los organismos operadores deben incluir en su Programa de Análisis de Calidad del Agua, un análisis inicial

en época de estiaje por única vez, en todas las fuentes de abastecimiento y efluentes de plantas potabilizadoras, que incluya todos los parámetros especificados en la Tabla 3.10 de este libro.

Si a juicio de la autoridad el agua de un sistema de abastecimiento pone en riesgo la salud de los consumidores, esta puede ordenar que la distribución se suspenda o se condicione, hasta que se dé al agua el tratamiento adecuado o, en su caso, se localice otra fuente apropiada. El responsable del organismo operador debe informar sobre casos de contingencias relativas a la calidad del agua a la autoridad sanitaria competente cuando esta constituya un riesgo a la salud humana.

3.3 OTRAS NORMAS

La Tabla 3.11 contiene otras normas relacionadas con los procesos de potabilización del agua y que se refieren básicamente a los métodos analíticos por emplear, así como a sistemas no convencionales de distribución de agua potable.

Tabla 3.10 Apéndice normativo A de la NOM 179-SSA1-1998

Determinación	En la entrada a sistema de distribución proveniente de		Mezcla de dos o más tipos de fuentes o tanques de almacenamiento y regulación	Planta potabilizadora
	Fuente superficial	Fuente subterránea		
Color	X	X	X	X
Olor y sabor	X	X	X	X
Turbiedad	X	X	X	X
Aluminio *				X
Arsénico	X	X	X	X
Bario *				
Cadmio	X	X	X	X
Cianuros *				
Cloruros	X	X	X	X
Cobre *				
Cromo total *				
Dureza total *		X	X	X
Fenoles o compuestos fenólicos *	X			
Fierro	X	X	X	X
Fluoruros *		X	X	
Benceno *				
Etilbenceno *				
Tolueno *				
Xileno (tres isómeros) *				
Manganeso	X	X	X	X
Mercurio *				
Nitratos	X	X	X	X
Nitritos	X	X	X	X
Nitrógeno amoniacal	X	X	X	X
pH (potencial de hidrógeno)	X	X	X	X
Aldrín y dieldrín *				X
Clordano (total de isómeros) *				X
DDT (total de isómeros) *				X
Gamma HCH (lindano) *				X
Hexaclorobenceno *				X
Heptacloro y epóxido de heptacloro *				X
Metoxicloro *				X
Sodio *				
Sólidos disueltos totales	X	X	X	X
Sulfatos *		X	X	X
SAAM *	X			X
Trihalometanos totales *				
Zinc *				
Especiales de acuerdo a las características de la fuente	X	X	X	X

Tabla 3.11 Otras normas relacionadas con la potabilización del agua

Norma	Descripción
NMX-AA-108-SCFI-2001	“Determinación de cloro libre y cloro total”
NOM-230-SSA1-2002	“Requisitos sanitarios que debe cumplir la cisterna de un vehículo para el transporte y distribución de agua para uso y consumo”
NOM-112-SSA1-1994	“Determinación de bacterias coliformes. Técnica del número más probable”
NOM-117-SSA1-1994	“Bienes y Servicios. Método de prueba para la determinación de cadmio, arsénico, plomo, estaño, cobre, hierro, zinc y mercurio en alimentos, agua potable y agua purificada por espectrometría de absorción atómica”
NMX-AA-007-SCFI-2013	Medición de la temperatura en aguas naturales, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-008-SCFI-2011	Determinación del pH- Método de prueba
NMX-AA-012-SCFI-2001	Determinación de oxígeno disuelto en aguas naturales, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-026-SCFI-2010	Análisis de agua - Medición de nitrógeno total kjeldahl en aguas naturales, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-034-SCFI-2001	Determinación de sólidos y sales disueltas en aguas naturales, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-036-SCFI-2001	Determinación de acidez y alcalinidad en aguas naturales, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-038-SCFI-2001	Determinación de turbiedad en aguas naturales, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-039-SCFI-2001	Determinación de sustancias activas al azul de metileno (SAAM) en aguas naturales, potables, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-044-SCFI-2014	Medición de cromo hexavalente en aguas naturales, salinas, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-045-SCFI-2001	Determinación de color platino cobalto en aguas naturales, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-050-SCFI-2001	Determinación de fenoles totales en aguas naturales, potables, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-051-SCFI-2001	Determinación de metales por absorción atómica en aguas naturales, potables, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-058-SCFI-2001	Determinación de cianuros totales en aguas naturales, potables, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-072-SCFI-2001	Determinación de dureza total en aguas naturales, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-073-SCFI-2001	Determinación de cloruros totales en aguas naturales, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-074-SCFI-2014	Medición del ión sulfato en aguas naturales, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-077-SCFI-2001	Determinación de fluoruros en aguas naturales, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-079-SCFI-2001	Determinación de nitratos en aguas naturales, potables, residuales y residuales tratadas
NMX-AA-004-SCFI-2013	Medición de sólidos sedimentables en aguas naturales, residuales y residuales tratadas



4

SIGNIFICADO DE LOS PARÁMETROS CONTENIDOS EN LA MODIFICACIÓN A LA NOM-127-SSA1-1994

En la práctica, es muy importante que quien opere un sistema o seleccione una potabilizadora entienda y conozca el significado de los parámetros contenidos en la norma de agua potable. Este capítulo tiene la finalidad de ayudar en ese sentido y sigue la presentación de los parámetros que la norma considera; en el Anexo B se encuentra la versión completa de esta norma. En la mayoría de los casos se incluyen los valores guía de la Organización Mundial de la Salud (OMS) y en ciertos casos la clasificación del Centro Internacional de Investigaciones sobre el Cáncer (CIIC), la cual se incluye en el Anexo A.

4.1 CARACTERÍSTICAS MICROBIOLÓGICAS

4.1.1 COLIFORMES TOTALES

Los coliformes totales son ampliamente utilizados a nivel mundial como indicadores de potabilidad por ser fáciles de detectar y cuantificar. El término abarca bacterias de tipo bacilos (cualquier bacteria en forma de bastoncillo) Gram negativos que crecen en presencia de sales biliares o de otros compuestos con propiedades similares de inhibición y que fermentan lactosa a 35-37 °C produciendo ácido, gas y aldehído en un plazo de entre 24 y 48 horas. Esta definición aplica aun cuando en la práctica ha sido

modificada parcialmente por el empleo de técnicas más modernas de detección. La prueba detecta tanto especies de agua contaminada como otras abundantes en la naturaleza que se multiplican fácilmente en agua de buena calidad, por lo que en realidad no sirve como indicador definitivo de un agua inapropiada para consumo, ni de patógenos. Asimismo, los coliformes totales sirven para establecer si un agua ha sido adecuadamente potabilizada, de la misma forma que los coliformes fecales lo pueden hacer. Sin embargo, si se requiere saber si existe o no contaminación fecal se debe hacer la prueba específica. Los coliformes totales son eliminados del agua mediante procesos de desinfección como la cloración, radiación UV y ozonización. El valor guía de la OMS y el de la NOM-127 es en ambos casos de ausente en 100 mililitros.

4.1.2 COLIFORMES FECALES

Los coliformes fecales son todos los bacilos cortos que difieren del grupo coliformes totales por su capacidad para crecer a una temperatura de entre 44 y 45 °C. Abarca los géneros *Escherichia* y parte de algunas especies de *Klebsiella*, *Enterobacter* y *Citrobacter*. De ellos, solo *E. coli* es específicamente de origen fecal y se encuentra siempre presente en las heces de humanos, otros mamíferos y gran número de aves. Los colifor-

mes fecales no se encuentran en aguas y suelos que no han estado sujetos a contaminación fecal. Por ello, desde el punto de vista de la salud, el grupo coliforme fecal es mucho más útil que el total, pues se relaciona con la probabilidad de encontrar patógenos excretados. Las ventajas de este grupo como indicador son:

- 95 por ciento dan respuesta positiva a la prueba de temperatura
- Pueden estar ausentes si la contaminación no es de origen fecal
- Sobreviven menos tiempo en la naturaleza que los totales, por lo que permiten suponer contaminación reciente si se encuentran en altas concentraciones
- Son más exigentes que los coliformes totales para reproducirse en el ambiente extraintestinal
- Los procedimientos de laboratorio para su cuantificación son relativamente sencillos. Sin embargo, algunas cepas dan respuesta negativa a la prueba de temperatura en laboratorio
- Tienen la capacidad de reproducirse en aguas ricas en nutrimentos, en sedimentos y aun en aguas poco contaminadas. Algunas cepas de *Escherichia coli* sobreviven menos tiempo que *Salmonella* en aguas a bajas temperaturas y otras son patógenas al hombre

El valor guía de la OMS y el de la NOM-127 es en ambos casos de ausente en 100 mL.

Los coliformes fecales, al igual que los totales, son eliminados mediante procesos de desinfección. Cabe mencionar que la filtración rápida elimina aproximadamente 80 por ciento de estas bacterias coliformes en tanto que la lenta

logra niveles de potabilidad, aunque esta última trabaja a velocidades mucho menores.

4.1.3 LIMITACIONES DE LOS INDICADORES DE CONTAMINACIÓN MICROBIOLÓGICA SELECCIONADOS EN LA MODIFICACIÓN A LA NOM-127-SSA1

Debe quedar claro que no existe un indicador ideal de contaminación microbiológica, pues no hay dos microorganismos que se comporten de igual manera, y día a día se determinan nuevos grupos de patógenos que no están representados en los dos grupos de bacterias que menciona la NOM. La ausencia de coliformes fecales y totales, en particular, no es indicadora de la ausencia de virus, algunos protozoarios y helmintos, debido a que estos pertenecen a otro grupo de microorganismos que responden de manera diferente a la desinfección. En cuanto a virus, existen más de 120 tipos capaces de infectar al hombre y son eliminados en las heces. Un gramo de heces humanas puede contener hasta 109 diferentes partículas infecciosas virales, independientemente de que el individuo presente alguna manifestación clínica de la enfermedad. Los virus no se multiplican en el medio ambiente, no obstante, pueden sobrevivir por varias semanas, especialmente si las temperaturas son bajas (< 15 °C). Los grupos patógenos de importancia como contaminantes de agua incluyen: adenovirus, enterovirus (poliovirus y virus de la hepatitis A), reovirus y virus causantes de diarrea, especialmente rotavirus y virus tipo Norwalk.

La gastroenteritis viral aguda es una enfermedad muy común que se presenta en forma endémica

o epidémica y afecta a sujetos de todas las edades. Después de la vía de transmisión respiratoria, la ruta oral-fecal es la segunda en importancia y es precisamente por la cual se transmiten las enteritis virales. La gastroenteritis no bacteriana se presenta en todo el mundo, en particular, en los países en vías de desarrollo y en la población infantil. Las enfermedades virales se presentan abruptamente y se manifiestan por diarrea, náusea, vómito, fiebre baja, dolores abdominales, de cabeza y musculares, anorexia y malestar general. Sin embargo, la identificación de los virus es muy compleja, por lo que no se consideran en la mayor parte de las normas de potabilización.

Entre las bacterias que tampoco son representadas por los coliformes fecales y totales se encuentran los estreptococos fecales, microorganismos que son muy resistentes a la sequía, por lo que pueden ser útiles para realizar controles después de colocar nuevas tuberías o de reparar los sistemas de distribución, así como para detectar la contaminación de aguas subterráneas o superficiales por escorrentía superficial. El hábitat normal de los estreptococos fecales es el tracto gastrointestinal de animales de sangre caliente. Provoca malestares estomacales como la diarrea, vómito y náuseas. Este género ha sido reportado junto con *Helicobacter pylori* (causante de las úlceras y cáncer de estómago) como presentes en ausencia de coliformes fecales en agua de la ciudad de México, con cloro residual (Mazari *et al.*, 2002).

Otro grupo, difícilmente representado por las dos bacterias mencionadas, es el de los protozoarios que incluye varias especies de importancia médica. Por ejemplo, *Entamoeba histolytica* (causante de amibiasis y abscesos hepáticos), *Naegleria fowleri* (4 661 casos de meningoencefalitis) y *Giardia lamblia* (respon-

sable de las giardiasis). En México, la amibiasis se encuentra entre las primeras 20 causas de morbilidad (Ximenez *et al.*, 2009).

Finalmente, los helmintos o lombrices son animales pluricelulares heterótrofos, muchos de los cuales requieren uno o más intermediarios en su ciclo de vida. Los coliformes fecales y los totales definitivamente no son indicadores de su presencia o ausencia, sin embargo, se considera que los helmintos no se encuentran en agua potable o en fuentes empleadas para el suministro ausentes de turbiedad.

4.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y ORGANOLÉPTICAS

Las características físicas y organolépticas se refieren, en general, a mediciones indirectas de componentes químicos presentes en el agua que pueden o no ser tóxicos. Dentro de este tipo de parámetros se encuentran aquellos relacionados con la calidad estética, cuya importancia reside en que el agua debe agradar a los consumidores y no provocarles desconfianza ni perjuicios en sus instalaciones o bienes.

4.2.1 COLOR

El color es importante ya que da una indicación rápida de la calidad del agua. Además, junto con el olor y el sabor, determina la aceptación por parte del consumidor. Hay dos tipos de color: el verdadero, producido por sustancias disueltas y que es el parámetro considerado en la NOM, y el aparente, provocado por el color verdadero más el efecto de los sólidos en suspensión.

El color en el agua de abastecimiento puede ser originado por la presencia de iones metálicos

como hierro y manganeso, sustancias húmicas (materia orgánica proveniente de suelos turbosos) y plancton o algas. Cuando el agua tiene 15 unidades de color verdadero (con un umbral de 3 para ciertas personas) no es aceptada por el público. Además, el color afecta negativamente la eficiencia de la desinfección. El valor guía de la OMS es de 15 unidades mientras que el de la norma mexicana es de 20 unidades, en la escala platino cobalto.

Para eliminar el color aparente se aplica la coagulación-floculación, seguida por sedimentación. La cantidad de coagulante depende de la concentración inicial del color y del pH óptimo (generalmente ácido). En el caso del color verdadero, se recurre a sistemas más complejos como la absorción en carbón activado, oxidación y filtración en zeolitas, según sea el origen del color.

4.2.2 OLOR Y SABOR

A la percepción combinada de las sustancias detectadas por el gusto y el olfato suele llamársele sabor. Los problemas de sabor con frecuencia son la causa principal de las quejas por parte del consumidor. Los cambios en el sabor y olor normal del agua de abastecimiento público pueden derivarse de una variación en la calidad de la fuente o por la deficiencia en el proceso de potabilización.

El olor y el sabor son producidos tanto por compuestos inorgánicos como orgánicos volátiles y lábiles que se encuentran en el agua desde su origen, como resultado de procesos biológicos, por contaminación humana o por la interacción de compuestos durante la potabilización. El olor y el sabor se deben a un amplio número de compuestos (más de 5 000) y su presencia no es un indicador directo de la existencia de

sustancias dañinas. El olor y sabor en el agua potable depende de los niveles de concentración de los compuestos orgánicos e inorgánicos presentes, así como de la presencia de algunos microorganismos.

El contenido de sales en el agua debe ser similar al de la saliva para no percibir sabor, sin embargo, ello corresponde a una apreciación individual que dificulta establecer valores límites. Se estima que 50 por ciento de la población percibe un mal sabor cuando hay contenidos de cloruro de sodio de 465 mg/L, de magnesio de 47 mg/L y de calcio de 350 mg/L. Se estima que, en agua destilada, el hierro en concentración de 0.05 mg/L, el cobre en 2.5 mg/L, el manganeso en 3.5 mg/L y el zinc en 5 mg/L confieren un sabor desagradable. Los compuestos que mayores problemas de sabor causan son los que contienen hierro.

Entre los compuestos orgánicos que producen olor y sabor se encuentran las sustancias húmicas, ácidos hidrofílicos, ácidos carboxílicos, péptidos, aminoácidos, carbohidratos e hidrocarburos. Las concentraciones en las que se perciben varían en un intervalo muy amplio, de miligramos por litro a nanogramos por litro.

En cuanto a los organismos que con mayor frecuencia causan problemas de sabor y olor están los actinomicetos, varios tipos de algas y algunos protozoarios y hongos. Las algas verdeazules o cianofitas producen compuestos con olores y sabores como la geosmina, el metilisoborneol y el cardin. De hecho, cualquier alga produce una gran variedad de compuestos orgánicos volátiles y no volátiles que incluyen alcoholes alifáticos, aldehídos, cetonas, ésteres, tioésteres y sulfuros. Ocasionalmente, otras bacterias, hongos y nemathelminthos producen olor y sabor. Entre

ellos están las ferrobacterias, algunas especies de pseudomonas (olor a pantano) y microorganismos varios que transforman el azufre a partir de aminoácidos, metitíol y dimetilsulfuros.

Entre los compuestos antropogénicos que producen olor y sabor se encuentran diversos solventes de hidrocarburos halogenados, que se caracterizan por ser además muy persistentes.

También, parte de los compuestos que producen olores y sabores pueden ser generados durante el tratamiento mismo del agua por microorganismos o por la interacción de los reactivos añadidos (coagulantes, polímeros, cloro, etc.). Los halógenos, y en particular el cloro, provocan olores y sabores cuya magnitud depende fuertemente del pH del agua. El ácido hipocloroso, el ion hipoclorito y las mono y dicloroaminas tienen umbrales de olor que varían entre 0.15 y 0.65 mg/L.

Como se mencionó, el significado principal del olor y sabor se relaciona con la aceptación del público. En términos de riesgo, lo que importa es conocer la causa y, en especial, determinar si el olor y sabor de un agua varía con el tiempo, ya que esta situación puede implicar la aparición de algún compuesto tóxico. Por la amplia variedad de incertidumbre en este tema, la OMS no establece un valor guía para el olor y sabor basado en aspectos de salud, sino que lo hace en términos de la aceptabilidad del agua; de la misma forma se considera dentro de la norma mexicana de potabilidad.

Para eliminar algún olor o sabor del agua se debe conocer el tipo de compuesto que origina dicho olor o sabor. Lo más común, en aguas de suministro, es que el olor y sabor se deban al sulfuro de hidrógeno, el cual se elimina mediante aireación. Otros compuestos más estables en agua,

como el hierro, requieren oxidación y sedimentación-filtración. El ozono es el método más eficaz para controlar los olores y sabores de origen orgánico, sin embargo, puede originar subproductos con sabor de fruta y olores de naranjas provenientes de aldehídos alifáticos. El ozono combinado con carbón activado tiene una gran eficacia para remover olores y sabores causados por compuestos orgánicos. Otra opción es la oxidación con cloro (en dosis superior al punto crítico), dióxido de cloro, agua oxigenada o permanganato de potasio, seguidos casi siempre de filtración. También es posible combinar la oxidación con la adsorción en carbón activado.

4.2.3 TURBIEDAD

La turbiedad incrementa el color aparente del agua y se debe a la presencia de materia suspendida, orgánica e inorgánica, como arcilla, sedimentos, plancton y organismos microscópicos. Lo que se mide como turbiedad es la pérdida de luz transmitida a través de la muestra por difracción de los rayos al chocar con las partículas y por ello depende no solo de la concentración de las partículas, sino también de su tamaño y forma.

En general, las partículas que producen turbiedad varían entre 1 nm y 1 mm y provienen de la erosión de suelos y materiales. La importancia sanitaria de la turbiedad radica en que, por sus componentes arcillosos y orgánicos, adsorben otros compuestos como plaguicidas, metales y microorganismos que pudieran ser dañinos. Particularmente, la turbiedad fomenta un mayor desarrollo de microorganismos ya que sirve de superficie para que estos se alimenten y reproduzcan. Además, la turbiedad protege a los microorganismos de los desinfectantes, que se meten adentro de las partículas, por lo que se re-

comienda clorar agua solo con niveles inferiores a 5 UTN. Este valor corresponde al de la guía de la OMS y a la norma de agua potable. En caso de no eliminar la turbiedad, se pueden encontrar coliformes fecales en agua con cloro libre residual de hasta 0.5 mg/L.

Por lo regular, la turbiedad de las aguas subterráneas es muy baja (< 5 UTN) en tanto que la de los cuerpos superficiales es mucho mayor, e incluso muy altas (hasta valores > 1 000 UTN) y además variable.

Para remover la turbiedad se emplea la coagulación-floculación, seguida de sedimentación y filtración. En caso de que el agua contenga una turbiedad > 100 UTN se puede aplicar un paso previo de sedimentación.

4.3 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS

De manera natural, el agua que comúnmente se utiliza para el consumo humano contiene sustancias inorgánicas como arsénico, selenio, cromo, cobre, molibdeno, níquel, zinc y sodio. Algunas de ellas son elementos esenciales en la nutrición de hombre. Otras forman parte de los ciclos naturales, como los nitratos y nitritos dentro del ciclo del nitrógeno. Sin embargo, cuando se altera el equilibrio de estos elementos debido a su exceso o carencia, también se modifica la calidad del cuerpo de agua y puede limitar su uso. En cada caso se mencionan procesos para la disminución de la concentración que deberán ser investigados más a fondo y probados antes de su aplicación.

4.3.1 ALUMINIO (Al)

A pesar de que el aluminio no existe naturalmente en forma elemental, es uno de los metales

más abundantes en la superficie terrestre (≈ 8 por ciento) y en el agua. Está presente en suelos, plantas y tejidos animales. Es un elemento de uso muy común en la industria y en las casas, sirve como antiácido, analgésico, antitranspirante, aditivo de alimentos y en las vacunas. Entra al organismo por los consumos de té, preservadores, colorantes, emulsificadores, polvo para hornear y productos de uso frecuente en la cocina. Los compuestos del Al son también comúnmente utilizados para la potabilización del agua.

Su metabolismo en el cuerpo humano es poco conocido, al parecer el Al inorgánico se absorbe mal y se excreta casi completamente en la orina. Aunque su ingesta no parece ser dañina, sus compuestos han sido asociados a desórdenes neurológicos sin haber aún una confirmación certera de ello. Esto, junto con el hecho de que el aluminio entra en contacto con el hombre por diversos medios y en grandes concentraciones, hicieron que la OMS estableciera un valor guía solo para controlar los efectos sobre el sistema de distribución. De hecho, este valor (de 0.2 mg/L, igual a la norma de agua potable) se considera solo para seleccionar la fuente pues nunca se trata el agua para reducir el contenido de aluminio.

4.3.2 ARSÉNICO (As)

El arsénico es un elemento común en la corteza y, por tanto, en agua y alimentos. Las altas concentraciones en el agua superficial son consecuencia de la disolución de minerales y menas, efluentes industriales y el lavado de la atmósfera. En aguas subterráneas el contenido se debe a la composición geológica del suelo, donde se llegan a reportar concentraciones de varios mg/L. La ingesta de arsénico es similar entre la cantidad que proviene del agua y la de los alimentos.

El arsénico inorgánico es clasificado por el Centro Internacional de Investigaciones sobre el Cáncer (CIIC) en el grupo 1, es decir, es carcinógeno. Por ello, la OMS ha establecido un valor guía provisional de 0.01 mg/L. La NOM 127 SSA1 estableció un valor inicial de 0.05 mg/L que ha ido disminuyendo anualmente hasta llegar a 0.025 mg/L en el año 2005. La toxicidad del arsénico es función de la especie en que se encuentre: los arsenatos [As (V)], son más tóxicos que los arsenitos [As (III)] y la arsenita.

A bajas concentraciones, el arsénico se acumula en el organismo y los efectos que produce no permiten identificar fácilmente el origen del problema. Una dosis de 5 a 50 mg de trióxido de arsénico es tóxica y 120 mg causan la muerte. Un resumen de los efectos tóxicos del As se muestra en la Tabla 4.1.

Los primeros síntomas de intoxicación aguda incluyen dolor abdominal, vómito, diarrea, dolor muscular y debilidad con enrojecimiento de la piel. Estos síntomas son frecuentemente seguidos por entumecimiento y hormigueo de las extremidades, calambres musculares y la aparición de tumores.

Los signos crónicos de intoxicación por As ingerido en agua contaminada incluyen lesiones dérmicas, neuropatías periféricas, cáncer en la piel y muerte vascular periférica. Se han observado enfermedades cardiovasculares en niños que han ingerido agua con 0.6 mg/L de As durante siete años.

Para remover el arsénico se aplica:

- Coagulación con hidróxidos metálicos, el sulfato férrico, cloruro férrico y alumbre con eficiencias de remoción del orden de 98

a 99 por ciento. Para altas concentraciones se recomienda una coprecipitación en etapas, no es usual en potabilización

- Adsorción sobre carbón activado o alúmina activada
- Intercambio iónico con resinas de base fuerte y débil para eliminar tanto arsenatos como arsenitos con eficiencia de 82 a 100 por ciento
- Nanofiltración u ósmosis inversa

Tabla 4.1 Resumen de los efectos tóxicos del arsénico

Concentración	Comentario
0 – 10 µg/L	Sin efectos
10 – 200 µg/L	Concentración tolerable, con bajo riesgo de cáncer en la piel
200 – 300 µg/L	Posibles lesiones en la piel Se incrementa el riesgo de contraer cáncer en la piel después de un largo periodo de exposición
300 – 600 µg/L	Posibles efectos adversos en personas sensibles. La exposición durante un corto periodo no tiene efectos Lesiones en la piel que incluyen hiperpigmentación después de un largo periodo
600 – 1000 µg/L	Aparecen síntomas de envenenamiento crónico como lesiones en piel e hiperpigmentación después de un largo periodo de exposición
1000 – 10 000 µg/L	Puede provocar cáncer y muerte
> 10 000 µg/L	Muerte por envenenamiento agudo

4.3.3 BARIO (Ba)

El bario es un elemento común de la naturaleza, pero su presencia en agua es solo a nivel de trazas. Se encuentra en suelos, rocas y en los depósitos de minas de plomo y zinc; también se halla en tejidos de plantas y animales. Algunas aguas superficiales y marinas contienen bario y se ha llegado a encontrar en concentraciones de has-

ta 1.6 mg/L. En forma natural, el bario existe como carbonato.

Las emisiones de bario en el aire provienen de mineras y refineras. El uso de combustibles fósiles puede liberarlo. La detonación de armamento nuclear en la atmósfera es una fuente de bario radiactivo. La variabilidad de la ocurrencia de bario en agua embotellada es de 0.007 a 0.660 mg/L y en aguas subterráneas de 0.007 a 1.16 mg/L, mientras que para agua tratada es más homogénea (de 0.013 a 0.140 mg/L). Los niveles de bario no se afectan de manera significativa durante el transporte del agua.

En general, la principal fuente de exposición al bario son los alimentos. Los efectos tóxicos generados en adultos por dosis menores a 0.2 – 0.5 mg/kg son gastroenteritis aguda y pérdida de reflejos con parálisis muscular progresiva. La dosis considerada letal para el ser humano oscila entre 550 y 660 mg, lo que para una ingesta solo por agua equivale a una concentración de 225 a 330 mg/L. Al parecer, el bario puede ocasionar efectos severos en el corazón, los vasos sanguíneos y los nervios. La OMS establece un valor guía de 0.7 mg/L, que es igual al de la norma.

El bario se elimina del agua por coagulación-floculación-sedimentación-filtración en 90 por ciento, si se encuentra formando parte de los sólidos en suspensión. Si está en forma soluble se remueve por precipitación como sulfato de bario al agregar sulfuro de sodio o como carbonato si se eleva el pH entre 10 y 10.5. En ambos casos la eficiencia es del orden de 98 por ciento. El intercambio iónico tiene eficiencias cercanas a 100 por ciento, al igual que la ósmosis inversa y la electrodiálisis.

4.3.4 CADMIO (Cd)

Se encuentra en las menas de zinc como greenockita (CdS) y otavita (CdCO₃). El cadmio forma fuertes ligaduras con las partículas del suelo, los sedimentos y la materia orgánica. La actividad volcánica es la principal fuente natural de liberación de cadmio. También se encuentra en diversos alimentos, de donde se estima proviene una ingesta diaria de 10 a 35 µg. El hábito de fumar y la contaminación del aire son importantes rutas de exposición.

El Cd se introduce en los cultivos por el riego agrícola con agua contaminada y por el empleo de tubería y tanques de almacenamiento galvanizados con zinc, donde existe como parte de la aleación. Hay una presencia difusa del elemento en la naturaleza debido a su participación como componente de fertilizantes y a la contaminación local del aire.

El CIIC lo clasifica como un carcinógeno del grupo 2A cuando es absorbido por inhalación. No existen pruebas suficientes de carcinogenicidad al ingerirlo. La exposición al cadmio a largo plazo en seres humanos (sin tiempo y dosis específicas), ya sea por inhalación o ingestión, causa disfunción renal. El valor guía de la OMS es de 0.003 mg/L y el de la NOM-127-SSA1-1 es de 0.005 mg/L.

La absorción de los compuestos del cadmio depende de su solubilidad. Este elemento se bioacumula principalmente en los riñones y tiene una vida media en los seres humanos prolongada, de 10 a 35 años. Los primeros síntomas que provoca son parecidos a los del reumatismo y de la neuritis, los huesos se ablandan y duelen mucho.

Con frecuencia ocurren fracturas y los pacientes se ven obligados a permanecer en cama. La concentración crítica es aproximadamente de 200 mg/kg que se alcanza con un consumo diario de 0.175 mg/L en 50 años.

El cadmio se elimina del agua por coagulación-floculación-sedimentación-filtración con hidróxidos metálicos a pH entre 9.5 y 12.5. Otros procesos que se emplean son: el intercambio iónico (el cual permite recuperar el metal), la ósmosis inversa y la electrodiálisis.

4.3.5 CIANUROS (Cn^-)

Los cianuros interfieren con la disponibilidad de oxígeno en las células por la inhibición de la oxidasa, una enzima necesaria para transportar el oxígeno celular. Los efectos cuando se consumen altas dosis incluyen: constricción del tórax, náusea, vómito, mareo, dolor de cabeza, palpitaciones, hiperpnea, disnea, bradicardia, inconciencia, convulsiones y muerte. En bajas concentraciones y con un consumo prolongado, los cianuros afectan la tiroides y el sistema nervioso.

Se ha comprobado que 4.7 mg de CN^- al día no provoca efecto alguno, por lo que se puede beber 2 L de agua por día con un valor máximo permisible de 2.35 mg/L sin riesgo. Sin embargo, el valor guía de la OMS es de 0.07 mg/L, que es igual al de la NOM-127-SSA1.

La cloración alcalina oxida parcialmente los cianuros a cianato (CNO^-) que es 20 veces menos tóxico, o completamente a dióxido de carbón (CO_2) y nitrógeno (N_2).

El principal problema asociado con la eliminación del cianuro es la presencia de hierro soluble que actúa como interferencia. El agua con alta

concentración de cianuros se trata por descomposición electrolítica y recuperación evaporativa, procesos que no son rentables para la potabilización. También es posible removerlos con intercambio iónico, ósmosis inversa y coagulación-floculación-sedimentación-filtración.

4.3.6 CLORO RESIDUAL LIBRE

En este caso, la NOM-127 SSA1 establece un valor para el contenido de cloro residual libre no como un límite máximo sino como la cantidad mínima que debe haber en el agua de distribución para asegurar que durante su transporte del sitio de potabilización al usuario no haya contaminación por patógenos. Este valor fue establecido con base en estudios sobre recrecimiento de coliformes fecales así como por la sensibilidad de algunos patógenos comunes. Sin embargo, si el agua contiene partículas en suspensión puede haber un residual de cloro a pesar de haber coliformes fecales.

Es de destacar que el cloro, como todo desinfectante, tiene un efecto adverso en la salud humana. La OMS ha establecido un valor guía de 5 mg/L, el cual reconoce como muy estricto. Se entiende que este valor no se debe sobrepasar, y se debe mantener un residual de entre 0.5 a 1 mg/L. El residual establecido por la norma mexicana es de 0.2 a 1.5 mg/L. Por el costo mismo del cloro, no es común encontrar agua sobreclorada.

El umbral de sabor del cloro es de 5 mg/L, mientras que el de olor es de 2 mg/L, respectivamente. De hecho, la mayor parte de las personas perciben el sabor del cloro y de sus productos secundarios (cloraminas) por debajo de 5 mg/L e incluso hasta una concentración de 0.3 mg/L. Residuales de entre 0.6 y 1 mg/L comienzan a crear problemas de aceptación.

4.3.7 CLORUROS (Cl⁻)

Los cloruros son compuestos de cloro con otro elemento o radical que se encuentran presentes en casi todas las aguas naturales y en un amplio intervalo de concentraciones. De los más abundantes y estables son el cloruro de sodio (sal común) y en menor grado el cloruro de calcio y magnesio. Los cloruros provienen de la disolución de rocas basálticas y sedimentarias, así como de efluentes industriales. La concentración promedio de cloruro en el agua de mar es de 19,000 mg/L. En ríos y lagos es menor de 50 mg/L, pero puede aumentar si hay descargas de agua contaminada. En aguas subterráneas el contenido promedio es de 6 mg/L.

Los principales problemas causados por un exceso de cloruros se relacionan con la aceptabilidad durante el suministro. Los umbrales de sabor del cloruro dependen del catión asociado y son del orden de 200 a 300 mg/L para el potásico, sódico y cálcico. Concentraciones mayores a 250 mg/L son objetables y de 500 mg/L confieren un sabor francamente desagradable.

A pesar de que los cloruros no implican un daño a la salud, la ingestión de sal puede ser perjudicial, aunque la principal fuente de sal es la comida. Un exceso de cloruro de sodio genera enfermedades del corazón y del riñón.

Un contenido elevado de cloruros (por arriba de 200 mg/L para agua caliente y de 600 mg/L en agua fría y en función de la alcalinidad) eleva la tasa de corrosión de los sistemas de distribución y puede hacer que se incremente el contenido de metales en el agua por este efecto. El valor guía de la OMS y el de la NOM-127-SSA1-1994 es de 250 mg/L.

El cloruro, por ser muy soluble, es muy difícil de eliminar, y para este fin se aplica ósmosis inversa, intercambio iónico, electrodiálisis y destilación. Esta última se considera rentable para fines de suministro cuando es efectuada por métodos solares.

4.3.8 COBRE (Cu)

El cobre es un nutriente esencial y la ingesta diaria recomendada es de 1 a 3 mg. Su deficiencia se asocia con la anemia. En concentraciones mayores, es tóxico y puede generar severos daños gastrointestinales e incluso, en exceso, la enfermedad de Wilson (degeneración hepatolenticular), que es fatal. Debido a que es un buen conductor eléctrico, el cobre es ampliamente utilizado en la industria eléctrica y en aleaciones con otros metales. Los compuestos orgánicos del cobre se utilizan como fungicidas, insecticidas, catalizadores y para elaborar pigmentos.

Se encuentran vastas cantidades de cobre en la corteza terrestre, así como en el agua de mar. Su presencia es común en agua de bebida en concentraciones menores a 20 µg/L, pero su almacenamiento en tuberías de cobre, frecuentemente empleadas en el sistema de distribución, puede fácilmente elevar esta concentración. De hecho, la fuente principal de Cu en el agua de suministro es la corrosión de tuberías y la adición de sales de Cu para el control del crecimiento de algas.

Aguas subterráneas duras con elevado contenido de oxígeno disuelto y contenido de dióxido de carbono superior a 5 mg/L corroe la tubería de cobre. Las aguas superficiales con materia orgánica tienen un efecto similar. El cobre es más peligroso en aguas blandas que en duras; la for-

ma Cu^{2+} es la más tóxica. Además, en condiciones ácidas (< 6.5) y de baja dureza (< 60 mg/L) la tubería se corroe, particularmente si el agua es caliente. El cobre dificulta el uso de agua para fines domésticos pues incrementa la tasa de corrosión de accesorios de hierro galvanizado y de acero. En concentraciones de 1 mg/L produce manchas rojizas en la ropa al ser lavada y si es de 5 mg/L crea depósitos de óxido en los grifos y da un mal sabor al agua. El valor guía provisional de la OMS, basado en criterios sanitarios, es de 2 mg/L que también protege de los problemas de aceptabilidad. Este valor es igual al de la NOM -127-SSA-1994.

El cobre se remueve del agua mediante ablandamiento, coagulación-floculación-sedimentación-filtración, ósmosis inversa o intercambio iónico, estos últimos procesos resultan muy costosos para este fin.

4.3.9 CROMO TOTAL (Cr)

El cromo está ampliamente distribuido en la corteza terrestre con valencias de 2^+ a 6^+ . En general, los alimentos parecen ser la principal fuente de ingesta de este elemento. Las concentraciones totales en el agua de bebida son habitualmente inferiores a 0.002 mg/L, aunque se han notificado concentraciones de hasta 0.120 mg/L (Jiménez, 2005).

Las principales fuentes de cromo en el agua son antropogénicas, por ejemplo: malas prácticas de desecho en la industria de cromado, el empleo de conexiones cromadas en circuitos de enfriamiento de agua y de acondicionamiento de aire, los catalizadores de síntesis orgánica y la industria fotográfica.

El cromo es un elemento esencial para mantener la salud del cuerpo, pero a altas concentraciones puede ser tóxico. El CIIC ha clasificado el cromo (VI) en el grupo 1 (cancerígeno para el ser humano) y el cromo (III) en el grupo 3 (no es clasificable en cuanto a su carcinogenicidad para los seres humanos). Los compuestos de cromo (VI) muestran actividad en una amplia diversidad de pruebas de genotoxicidad *in vitro* e *in vivo*, pero los compuestos de cromo (III) no muestran dicha actividad (OMS, 2003). La OMS y la NOM-127-SSA1-1994 establecen un valor de cromo total máximo permisible de 0.05 mg/L para uso y consumo humano.

La toxicidad del cromo es función de su estado de oxidación, ya que el trivalente no es tóxico, en tanto que el hexavalente sí lo es. En agua potable, agua clorada o aerada, el cromo (VI) es la forma predominante y el cromo (III) rara vez se encuentra.

Se puede llevar a cabo la reducción de Cr (VI) a Cr (III) con varios agentes reductores, como lo son: la materia orgánica incluyendo los fenoles, sustancias húmicas y fúlvicas, los sulfuros, las sales de hierro, el hierro cerivalente y el carbón activado granular. También son efectivos procesos como el intercambio iónico, electrodiálisis, electrocoagulación y ósmosis inversa.

4.3.10 DUREZA

La dureza representa la concentración de cationes metálicos multivalentes presentes en el agua. Es causada principalmente por las sales de Ca y Mg (en ese orden) y en menor grado por Al, Fe, Mn, Sr y Zn. Por la variedad de compuestos que intervienen, la dureza se expresa como

una cantidad equivalente de CaCO_3 . La dureza se clasifica en carbonatada (temporal) y no carbonatada (permanente). La primera es sensible al calor, precipita a altas temperaturas y equivale a la alcalinidad. Cuando el agua es dura, significa que contiene sales incrustantes, dificulta la cocción de legumbres e impide la formación de espuma con el jabón.

Estudios epidemiológicos han demostrado que existe una relación inversa entre la dureza del agua y la mortalidad debida a problemas cardiovasculares. Beber agua dura reduce el riesgo de contraer una enfermedad cardiovascular y viceversa, beber agua blanda aumenta el riesgo de contraer dichas enfermedades (Razowska-Jaworek, 2014).

La dureza adquiere valores de cero a cientos de mg/L en función de la fuente de abastecimiento o el procesamiento que se haya dado al agua. Un agua con menos de 75 mg/L de CaCO_3 se considera blanda, entre 75 y 150 mg/L es moderadamente dura, de 150 a 300 mg/L es dura y más de 300 mg/L es extremadamente dura. Según el pH y la alcalinidad, la dureza superior a 200 mg/L puede provocar incrustaciones, en particular en sistemas donde circula agua caliente, mientras que una dureza inferior a 100 mg/L puede conducir a problemas de corrosión.

En general, las durezas elevadas se relacionan con aguas subterráneas mientras que valores bajos son característicos de aguas superficiales.

En cuanto al sabor, la aceptación por parte del público es muy variable, pues el umbral varía entre 100 y 300 mg/L, según sea el anión asociado (por ejemplo, la dureza de magnesio tiene un sabor más fuerte que la del calcio).

En general, la gente tolera hasta 500 mg/L, que es el valor guía establecido por la OMS con fines estéticos y que es igual al de la NOM.

Al proceso de eliminar la dureza se le denomina ablandamiento y se realiza por diferentes métodos. El más usado es la precipitación del Mg^{2+} y del Ca^{2+} con cal y carbonato de sodio para producir hidróxidos y carbonatos. Los procesos de nanofiltración, intercambio iónico y ósmosis inversa ofrecen elevadas eficiencias de remoción.

4.3.11 FENOLES O COMPUESTOS FENÓLICOS

Los compuestos fenólicos que se encuentran en las aguas superficiales son resultado de la contaminación antropogénica por una diversidad de productos industriales provenientes de la manufactura del acero, la destilación del coque, la refinación del petróleo y de operaciones químicas. Pueden estar presentes en las aguas residuales domésticas e industriales, en las aguas naturales y en los suministros de agua potable. La cloración de tales aguas puede producir clorofenoles olorosos, que producen mal sabor y que son carcinogénicos.

Los fenoles en presencia de cloro se transforman en clorofenoles (2-clorofenol, 2,4-diclorofenol y 2,4,6-triclorofenol) que son objetables debido a problemas de olor y sabor. Los umbrales respectivos son de 0.1, 0.3 y 0.2 $\mu\text{g/L}$ para el sabor y los de olor de 10, 40 y 300 $\mu\text{g/L}$. Estos umbrales están por debajo de los límites de toxicidad. La OMS establece un valor guía basado en criterios sanitarios solo para el 2,4,6-triclorofenol y es de 200 $\mu\text{g/L}$ mientras que la NOM limita el contenido a 300 $\mu\text{g/L}$.

Los procesos de eliminación de los fenoles en el tratamiento del agua incluyen la supercloración, tratamiento con dióxido de cloro o cloramina, la ozonización y adsorción con carbón activado.

4.3.12 HIERRO (Fe)

El hierro es un elemento común en la corteza terrestre. Es un elemento esencial para la salud y sus requerimientos varían entre 10 y 50 mg/d en función de la edad, sexo y estado fisiológico. En el agua de consumo también puede estar presente debido a la utilización de coagulantes de Fe, o por la corrosión de tuberías.

El hierro con frecuencia se encuentra en agua subterránea y si esta es anaerobia puede haber concentraciones de hasta varios miligramos por litro sin que el agua esté coloreada o turbia. Sin embargo, al entrar en contacto con el oxígeno de la atmósfera, el hierro ferroso se oxida a férrico y el agua adquiere un color café desagradable.

En concentraciones superiores a 0.3 mg/L el hierro mancha la ropa y las tuberías. Como sabor, el hierro es aceptado hasta niveles de 1 a 3 mg/L. Además, provoca la aparición de bacterias que lo consumen y forman una biopelícula gelatinosa en tuberías y tanques que es rechazada por el consumidor. El criterio de la OMS es de 0.3 mg/L establecido con base en los aspectos estéticos y es igual al de la NOM-127-SSA1-1994.

Para eliminar el hierro se emplean zeolitas o *greensand*, precipitación por oxidación con aire a pH de 7 a 7.5, sedimentación y filtración, con diversos oxidantes, intercambio iónico y ósmosis inversa.

4.3.13 FLUORURO (F⁻)

El flúor representa 0.3 g/kg de la corteza terrestre. La concentración máxima presente en forma natural en el agua de abastecimiento rara vez excede de 5 mg/L aunque se llegan a encontrar valores hasta de 10 mg/L.

Se recomienda consumir F⁻ a razón de 0.7 a 3.4 mg/d en la comida o con el agua. La concentración óptima para evitar las caries en la población infantil es de 0.7 a 1.2 mg/L. Pero concentraciones superiores a 4.0 mg/L provocan fluorosis dental (oscurecimiento del esmalte) y esquelética. El consumo de 8 a 20 mg/L de fluoruro durante un período largo afecta al sistema óseo. Con base en un consumo de 2 litros de agua por día, se considera que una dosis de 2000 mg/L es letal.

El exceso de flúor en agua se puede remover con precipitación con cal, compuestos de magnesio (como dolomitas), alumbre, hidroxilapatita, resinas de intercambio iónico, alúmina activada o carbón de hueso. También la ósmosis inversa lo elimina. El valor guía de las OMS y el de la NOM 127 es de 1.5 mg/L y se basa en aspectos sanitarios.

4.3.14 BENCENO

El benceno es un hidrocarburo aromático que se utiliza principalmente para fabricar otros productos químicos orgánicos y forma parte de la gasolina. En agua aparece como consecuencia de la contaminación antropogénica y su concentración por lo general es menor de 5 µg/L.

El benceno afecta el sistema hematopoyético y puede producir leucemia. Una exposición aguda afecta al sistema nervioso central y si es conti-

nua produce cáncer. De hecho, forma parte del grupo 1 del CIIC. El valor guía de la OMS es de 10 µg/L, que es igual al de la NOM.

Para eliminarlo se emplea oxidación con ozono, seguido de filtración o adsorción en carbón activado o ambas; pueden ser utilizados procesos de membrana como nanofiltración y ósmosis inversa.

4.3.15 ETILBENCENO

La presencia en el ambiente del etilbenceno se debe a la industria del petróleo y sus derivados. Como contaminante, se encuentra principalmente en el aire y hay muy poco en el agua. El etilbenceno se absorbe por vía oral, cutánea y por inhalación, almacenándose en el tejido adiposo. La toxicidad aguda por vía oral es baja. Se cuenta con poca información sobre su teratogenicidad, toxicidad de largo plazo y carcinogenicidad. La OMS estableció un valor guía de 300 µg/L, valor que sobrepasa el umbral de olor (de 2 a 130 µg/L) y el de sabor (72 a 200 µg/L). El valor guía es igual al de la NOM-127-SSA1-1994.

El etilbenceno se elimina por oxidación con ozono, seguido de filtración o adsorción en carbón activado o ambas; pueden ser utilizados procesos de membrana como nanofiltración y ósmosis inversa.

4.3.16 TOLUENO

El tolueno se utiliza principalmente como disolvente y en las mezclas de gasolina. Se han encontrado concentraciones del orden de µg/L en aguas superficiales, subterráneas y de bebida. Emisiones puntuales (como la fuga de ductos de gasolina o de petróleo) pueden dar lugar a concentraciones elevadas. Fuera de estas condiciones la principal ruta de exposición es el aire contaminado y el cigarro.

La toxicidad aguda del tolueno por vía oral es baja. En casos de exposición ocupacional se han observado alteraciones del sistema nervioso central. El tolueno ejerce efectos embriotóxicos y fetotóxicos. El valor guía de las OMS es de 700 µg/L (igual al de la NOM-127-SSA1-1994) y es superior al umbral de sabor (40 a 120 µg/L) y al del olor (24 a 170 µg/L) el cual además es fragante acre, similar al del benceno.

El tolueno se elimina mediante oxidación con ozono, seguido de filtración o adsorción en carbón activado o ambas; pueden ser utilizados procesos de membrana como nanofiltración y ósmosis inversa.

4.3.17 XILENO (TRES ISÓMEROS)

Los xilenos son componentes de la gasolina, disolventes e intermediarios químicos. Llegan al medio ambiente a través del aire ya que son volátiles. Se han encontrado xilenos en aguas superficiales, subterráneas y de bebida en concentraciones de hasta 8 µg/L. En aguas subterráneas contaminadas por emisiones puntuales, como rotura de ductos, la concentración puede ascender hasta varios mg/L.

La toxicidad de los xilenos absorbidos por vía oral es baja. No se han hallado pruebas convincentes de su teratogenicidad. Estudios de carcinogenicidad a largo plazo no han proporcionado pruebas de esta y las de mutagenicidad *in vivo* e *in vitro* han resultado negativas.

El valor guía de las OMS y el de la NOM-127-SSA1-1994 es de 500 µg/L. El umbral de sabor de los xilenos es de 300 a 1 000 µg/L y de los isómeros de 20 a 1800 µg/L.

El xileno y sus isómeros se eliminan mediante oxidación con ozono, seguido de filtración o

adsorción en carbón activado o ambas; pueden ser utilizados procesos de membrana como nanofiltración y ósmosis inversa.

4.3.18 MANGANESO (Mn)

El manganeso es uno de los metales más abundantes en la corteza terrestre y por lo general se encuentra junto con el hierro. El manganeso se asocia con cloruros, nitratos y sulfatos. Las concentraciones de manganeso disuelto en las aguas subterráneas y superficiales pobres en oxígeno pueden alcanzar varios miligramos por litro. En aguas oxigenadas, el manganeso forma sólidos insolubles que precipitan fácilmente. Acelera el crecimiento biológico en los sistemas de distribución, taponan tuberías, mancha la ropa, contribuye a los problemas de olor, color y sabor del agua potable.

El manganeso es un oligoelemento indispensable. El requerimiento diario es de 2 a 3 mg en adultos y puede llegar hasta 20 mg sin efectos perjudiciales. Concentraciones por arriba de 0.1 mg/L (valor guía de la OMS) generan problemas estéticos como la coloración del agua y un incremento en la turbiedad. En México, la NOM-127 establece un valor de 0.15 mg/L.

Para remover el manganeso se emplea precipitación por oxidación a pH alto (>9.5). El sistema de remoción típico es oxidación seguida de coagulación-floculación, sedimentación y filtración. Los agentes oxidantes más comunes son cloro, oxígeno y permanganato de potasio. Se elimina también con zeolitas a través de una filtración en medio mixto oxidado. El intercambio iónico se aplica si se encuentra en forma de ion manganeso, la concentración de SDT es baja (< 500 ppm), el pH es bajo (< 8) y existe baja concentración de oxígeno disuelto.

4.3.19 MERCURIO (Hg)

El mercurio natural se deposita en la corteza terrestre en cantidades de 2500 toneladas por año debido a la deposición de gases volcánicos y a la evaporación y condensación de agua de mar. Las fuentes antropogénicas también contribuyen a la deposición atmosférica. Los compuestos del mercurio orgánico son usados para tratar semillas aunque, como fungicidas, sus compuestos están prohibidos en muchos países.

Las tres principales formas de mercurio son: mercurio elemental Hg^0 , mercurio inorgánico HgO y el mercurio metálico CH_3Hg^+ . 99 por ciento del mercurio atmosférico existe en la forma de Hg^0 , sin embargo, el mercurio del suelo está en todas las formas químicas.

La concentración de mercurio inorgánico en las aguas superficiales y subterráneas generalmente es inferior a 0.0005 mg/L. En el aire se tiene del orden de 2 a 10 ng/m³. El mercurio se encuentra normalmente presente en aguas marinas en concentraciones muy bajas. El mercurio metálico acumulado en el fondo de ríos o lagos se convierte lentamente en metilmercurio (CH_3Hg) y dimetil mercurio ($(CH_3)_2Hg$), que son muy tóxicos. Su principal vía de ingestión es por consumo de peces contaminados con este elemento ya que lo bioacumulan.

El mercurio metálico causa dermatitis por contacto, genera la enfermedad de Pink en los niños y sus vapores provocan la enfermedad de Kawasaki. La dosis a partir de la cual se comienzan a manifestar síntomas en el organismo es de 0.5 mg/L y se tienen problemas serios a partir de 6 mg/L.

Los efectos biológicos del mercurio orgánico dependen de la relación dosis-respuesta entre

el metilmercurio y los organismos que lo ingieren. Para prevenir efectivamente el riesgo en el hombre y otros organismos se debe considerar a la atmósfera como una fuente, además de las otras posibles. La OMS no considera al mercurio metálico como carcinógeno, pero establece un valor guía para el mercurio total de 0.001 mg/L que corresponde al valor límite que establece la NOM-127-SSA1-1994.

La selección de un método de tratamiento depende de la naturaleza y concentración inicial del mercurio, la presencia de interferencias y el grado de remoción que debe ser alcanzado. El intercambio iónico se usa para remover el mercurio inorgánico. Para ello, primero se forma el complejo de cloruro de mercurio por adición de cloro (para oxidar el mercurio metálico) y, posteriormente, se remueve dicho complejo en una resina de intercambio aniónico.

La coagulación-floculación utiliza reactivos como el sulfato de aluminio y las sales de hierro. Se aplica para remover mercurio orgánico e inorgánico con remociones del orden de 99 por ciento. El mercurio iónico inorgánico se puede convertir a la forma metálica por reducción, la cual es separada por filtración. Los agentes reductores pueden ser el aluminio, el zinc, la hidrazina, el cloruro estanoso y el borohidruro de sodio. La principal ventaja de este método es la recuperación del mercurio metálico, sin embargo, su eficiencia de remoción es baja (< 50 por ciento).

La eficiencia del tratamiento con carbón activado depende de la concentración y forma del mercurio, dosis y tipo de carbón, así como del tiempo de contacto entre el carbón y el agua. Al incrementar este último se mejora la remo-

ción de mercurio orgánico e inorgánico; se llega a eliminar el orgánico con eficiencias de 85 a 99 por ciento cuando las concentraciones de mercurio son altas (0.01 a 0.10 mg/L). Sin embargo, para concentraciones menores de 0.001 mg/L, la eficiencia decae hasta 70 por ciento. Se puede emplear también un proceso de ósmosis inversa.

4.3.20 NITRATOS Y NITRITOS

Los nitratos y los nitritos son iones presentes en la naturaleza intercambiables entre ambos a través de un gran número de reacciones químicas y biológicas. Los nitritos (NO_2) y nitratos (NO_3) se expresan, por lo general, en términos de nitrógeno oxidado total (NO_x). En las aguas superficiales y subterráneas, las concentraciones ascienden por lo general a unos cuantos mg/L. En particular, en aguas subterráneas, su concentración se ha incrementado como resultado de la lixiviación de los fertilizantes que emplean nitrato de amonio. Los nitratos son reducidos a nitritos por la ausencia de oxígeno. Esta reacción puede llevarse a cabo de una manera parcial o completa.

Las aguas que contienen una elevada cantidad de nitratos son potencialmente dañinas debido a su reducción en nitrito en el tubo digestivo, el cual bloquea la hemoglobina y produce metahemoglobina (Martinez, 2013). Otro problema es la posible formación de nitrosaminas, las cuales son potencialmente carcinógenas en el tracto digestivo. Estas se forman por la ingesta de nitritos, por la descomposición bacteriana de nitratos, que reaccionan con aminas secundarias y terciarias de los alimentos.

Existen diferentes métodos para eliminar los nitratos y nitritos como:

- Nitrificación/desnitrificación biológica (proceso para agua residual)
- Desorción de amoníaco con aire (striping),
- Intercambio iónico
- Cloración hasta el punto de quiebre
- Ósmosis inversa

De acuerdo a la NOM-127-SSA1-1994 también se puede utilizar la coagulación-floculación-sedimentación-filtración.

Los valores guías de la OMS son de 50 mg NO₃/L junto con 3 mg NO₂/L, pero establecidos en forma conjunta de manera que la suma de las razones entre la concentración de cada uno y su respectivo valor guía no sobrepase la unidad. La norma mexicana limita por separado a los nitratos en 10 mg/L medidos como N y los nitritos a 1 mg/L, también como N.

4.3.21 NITRÓGENO AMONIAL

El nitrógeno amoniacal corresponde a la especie NH⁴⁺, que está en equilibrio con el NH₃, que es el amoníaco. El nitrógeno amoniacal no es tóxico pero el amoníaco sí lo es, en concentraciones rara vez encontradas en agua de suministro. Normalmente se presenta en concentraciones menores a 0.2 mg/L, pero en aguas subterráneas anaerobias puede ascender hasta 3 mg/L. El nitrógeno amoniacal proviene de los procesos metabólicos, agrícolas e industriales. Su presencia indica posible contaminación con aguas residuales.

De acuerdo con la OMS el amoníaco presente en agua potable no tiene una importancia inmediata para la salud por lo que no se propone un valor guía basado en criterios sanitarios. Sin embargo, por los problemas de olor (umbral de 1.5 mg/L),

sabor (umbral del 35 mg/L) y su interferencia con la desinfección se establece un valor guía de 1.5 mg/L. En México, la norma estipula un valor de 0.5 mg/L. Su remoción generalmente se lleva a cabo mediante la desgasificación o desorción en columna, de acuerdo a la NOM-127-SSA1-1994 también se puede utilizar la coagulación-floculación-sedimentación-filtración.

4.3.22 PH (POTENCIAL DE HIDRÓGENO)

El pH es una variable importante en el manejo de la calidad del agua pues influye en los procesos químicos y biológicos. Mide el balance de acidez de una solución y se define como el logaritmo negativo en base 10 de la concentración del ion H₃O⁺. La escala de pH va del 0 al 14 (muy ácido a alcalino), el valor de 7 representa la neutralidad. En un agua no contaminada el pH es el controlador principal del balance entre el CO₂, CO₃²⁻ y el HCO₃⁻, así como de otros compuestos naturales como los ácidos fúlvicos y húmicos.

En sistemas de abastecimiento uno de los principales propósitos para controlar el pH es reducir al mínimo la corrosión, que es consecuencia de las complejas relaciones entre el pH, el CO₂, la dureza, la alcalinidad y la temperatura. Para ello, en general se mantiene el pH cercano a 7. La corrosión provoca la introducción de componentes no deseables en el agua que causan problemas de sabor y color y afecta la precipitación o solubilización de los metales.

El pH con valores superiores a 11 se relaciona con irritación ocular y agravación de trastornos cutáneos. La OMS no establece un valor guía para el pH, pero recomienda su control para una adecuada clarificación y desinfección del agua (para lo cual no debe ser mayor de 8).

La neutralización es el proceso que se emplea para ajustar el pH. Los reactivos y las cantidades que intervienen, así como la economía del proceso dependen de las características del agua, principalmente de su alcalinidad. La NOM-127-SSA1-1994 establece que el pH debe encontrarse entre 6.5 y 8.5.

4.3.23 ALDRÍN Y DIELDRÍN

Son plaguicidas clorados que se utilizan contra plagas que viven en el suelo, para preservar madera, y en el caso del dieldrín, contra insectos de importancia en salud pública. Ambos compuestos tienen una estrecha relación por su toxicología y modo de acción. El aldrín se convierte fácil y rápidamente en dieldrín en el medio ambiente y en el organismo. El dieldrín es un compuesto orgánico del cloro muy persistente, de movilidad reducida en el suelo, que se puede liberar a la atmósfera. Ocasionalmente, se encuentran en el agua y su presencia se debe a la aplicación directa en plantas y control de insectos acuáticos, por percolación y escurrimientos pluviales de zonas agrícolas, de aerosoles por aplicación aérea y por descargas industriales. Ambos insecticidas están prohibidos en México, tanto su importación, fabricación, formulación, comercialización como su uso (DOF 3 de enero de 1991).

El aldrín y dieldrín son compuestos de elevada toxicidad crónica, aún en cantidades traza, con tendencia a acumularse en tejidos grasos; tienen una elevada persistencia en el suelo y los alimentos y capacidad para la biomagnificación en las redes tróficas. Causan desórdenes en el sistema nervioso central, náusea, vómito, temblores, ataxia, falta de coordinación muscular, convulsiones epilépticas, daño renal, albuminuria, hematuria y falla respiratoria.

El valor guía de la OMS para agua potable es de 0.03 µg/L que es igual al de la NOM-127-SSA1-1994.

Ambos compuestos se eliminan por oxidación con ozono (con formación de subproductos) y mediante adsorción con carbón activado granular.

4.3.24 CLORDANO (TOTAL DE ISÓMEROS)

El clordano y sus isómeros (cis y trans) son insecticidas y herbicidas organoclorados de amplio espectro. Su uso en México se discontinuó desde 1998 (Romero et al, 2009). Son muy resistentes a la degradación química y bioquímica y quedan fijos en el suelo pasando muy difícilmente al agua subterránea, donde solo se han encontrado en raras ocasiones. Su presencia se debe a una aplicación directa en plantas y control de insectos acuáticos, escurrimientos pluviales de zonas agrícolas, aerosoles por aplicación aérea y por descargas industriales. Están catalogados en el grupo 2B del CIIC, no son genotóxicos aunque ocasionan problemas hepáticos. El valor guía de la OMS es de 2 µg/L y el de la norma de 0.2 µg/L. Se eliminan por oxidación con ozono y adsorción con carbón activado granular.

4.3.25 DDT (TOTAL DE ISÓMEROS)

Es un insecticida organoclorado muy resistente a la degradación química y bioquímica. En el agua su presencia se debe a la aplicación directa en plantas y control de insectos acuáticos, escurrimientos pluviales de zonas agrícolas, de aerosoles por aplicación aérea y descargas industriales. Es muy útil para controlar vectores del paludismo y bajo esas circunstancias se estima que sus beneficios son superiores a los riesgos que representa. Por su alto riesgo para la salud

humana, su elevada persistencia y propiedades de bioacumulación, este plaguicida solo puede ser usado por las dependencias del ejecutivo en campañas sanitarias.

El DDT tiene una elevada toxicidad crónica, aún en cantidades traza, con tendencia a acumularse en tejidos grasos. Tiene una elevada persistencia en el suelo y en los alimentos, además de capacidad para la biomagnificación en las redes tróficas. Se clasifica por el CIIC en el grupo 2B por su inadecuada evidencia de carcinogenicidad en humanos pero con suficiente en animales. El valor guía de la OMS es de 2 µg/L en tanto que la NOM-127-SSA1-1994 es de 1 µg/L. Se elimina por oxidación con ozono y mediante adsorción en carbón activado granular.

4.3.26 GAMMA-HCH (LINDANO)

El lindano o γ -hexaclorociclohexano es un insecticida y acaricida usado desde hace mucho tiempo. Adicional a su uso agrícola, se emplea en salud pública y como conservador de madera. Su uso en México está restringido por la comisión intersecretarial para el control del proceso y uso de plaguicidas y sustancias tóxicas CICOPLAFFEST.

El lindano es un compuesto persistente, ubicuo que aun cuando tiene poca afinidad por el agua se ha detectado en ella. La exposición principal es por los alimentos. Se clasifica por el CIIC en el grupo 2B por su inadecuada evidencia de carcinogenicidad en humanos pero con suficiente para animales. Es potencialmente teratogénico, irritante dérmico, ocular y de mucosas. Se puede absorber a través de la piel. Genera debilidad, náusea, vómito, diarrea, temblores, convulsiones, disnea y colapso circulatorio. El valor guía de la OMS es 2 µg/L, que es igual al de la NOM-127-

SSA1-1994. Se elimina por oxidación con ozono y mediante adsorción en carbón activado granular.

4.3.27 HEXACLOROBENCENO (HCB)

Es un funguicida selectivo de uso poco frecuente en la actualidad. Su presencia en el ambiente se debe a que es un producto secundario de varios compuestos químicos. Se halla en forma de impurezas en algunos plaguicidas o constituye uno de sus metabolitos (del lindano, en particular). El HCB es absorbido fuertemente por el suelo y sedimentos. Su vida media se mide en años. Es un contaminante que se libera fácilmente a la atmósfera. Es resistente a la degradación y tiene un gran potencial de acumulación en los tejidos. Se considera que la principal fuente de ingestión son los alimentos y no se ha detectado en agua de consumo. Pertenece al grupo 2B del CIIC. Irrita los ojos, piel, mucosas y el tracto respiratorio superior. El valor guía de la OMS y el de la NOM-127-SSA1-1994 son iguales a 1 µg/L. Se elimina por oxidación con ozono y mediante adsorción en carbón activado granular.

4.3.28 HEPTACLORO Y EPÓXIDO DE HEPTACLORO

Es un insecticida organoclorado de amplio espectro, cuyo uso se ha prohibido o restringido en muchos países. El heptacloro es bastante persistente en el suelo, donde se transforma en su epóxido, que es muy resistente a la biodegradación. Tanto el heptacloro como su epóxido se adhieren a las partículas del suelo y se desplazan por ello muy lentamente. Ambos se han encontrado en agua de bebida en concentraciones de nanogramos por litro, aunque la principal ruta de exposición son los alimentos. En 1991, el CIIC examinó los datos sobre el heptacloro y concluyó que las pruebas sobre su capacidad

cancerígena eran suficientes en animales e insuficientes en el ser humano (OMS, 2003). La exposición prolongada se ha asociado con lesiones hepáticas y efectos tóxicos del sistema nervioso central. El valor guía de las OMS es de 0.03 µg/L, que es igual a la NOM-127-SSA1-1994. Se elimina por oxidación con ozono y mediante adsorción en carbón activado granular.

4.3.29 METOXICLORO

El metoxicloro es un insecticida utilizado en las hortalizas, frutas, árboles, forraje y animales de granja. Se disuelve poco en agua y es sumamente inmóvil en la mayor parte de los suelos agrícolas. En condiciones normales de uso, el metoxicloro no parece ser perjudicial para el medio ambiente, no obstante se ha detectado ocasionalmente en el agua de bebida. En México está restringido por la CICOPLAFEST desde 1998. Está clasificado por el CIIC en el grupo 3 por su insuficiente evidencia de carcinogenicidad en humanos y en animales. El valor guía de la OMS y el de la NOM-127-SSA1-1994 es de 20 µg/L. Se elimina por oxidación con ozono y mediante adsorción en carbón activado granular.

4.3.30 2,4 D (ÁCIDO 2,4 DICLORO-FENOXIACÉTICO)

Este ácido es un herbicida utilizado para el control de malezas de hoja ancha. Es poco persistente, pues su vida media antes de biodegradación es de una a varias semanas en agua y de días a seis semanas en suelo. Rara vez se encuentra en agua y si está presente, las concentraciones suelen ser bajas. Pertenece al grupo 2B de la clasificación del CIIC.

Presenta efectos tóxicos, con tendencia a acumularse en los tejidos. El valor guía de la OMS y

el de la NOM-127-SSA-1994 es de 30 µg/L. Al igual que los otros plaguicidas, se elimina por oxidación con ozono y mediante adsorción en carbón activado granular.

4.3.31 PLOMO (Pb)

El plomo es un importante veneno que se acumula en el organismo. Las aguas naturales rara vez contienen plomo en concentraciones superiores a 5 µg/L. En el agua de lluvia se puede encontrar plomo en concentraciones de 40 a 300 µg/L, en zonas de alta densidad automovilística. Pero, debido al retiro del tetraetilo de plomo de las gasolinas, estos valores están en descenso. En los océanos el plomo ha ido en aumento de 0.01 a 0.07 mg/L en 75 años.

Las fuentes comunes de ingestión de plomo son los alimentos, el aire, el humo de tabaco y el empleo de barro vidriado. El plomo presente en el agua de la llave procede, en cierta medida, de las fuentes de suministro, pero sobre todo de la propia fontanería que contiene plomo y que lo libera por corrosión. Su contenido depende de varios factores, en particular del pH, temperatura, dureza del agua y tiempo de residencia del agua en la tubería. El agua blanda y ácida es la que mejor disuelve el plomo (plumbosolvencia). La presencia de carbonato limita la solubilidad del plomo en tanto un pH menor de 8 la favorece. Las tuberías de plomo aún son comunes en las viviendas viejas y se sigue utilizando en las juntas para la tubería de cobre.

El CIIC clasificó al plomo y sus compuestos inorgánicos en el grupo 2B. Sus sales son muy tóxicas para invertebrados pero afortunadamente son poco solubles, además de que la presencia de otros compuestos reduce su biodisponibilidad por precipitación.

El plomo se considera como un veneno fuerte y bioacumulativo. Los efectos de toxicidad aguda son: anorexia, vómito, malestar general y convulsiones (debido al incremento de la presión intercraneal). Niños con toxicidad crónica muestran pérdida de peso, debilidad y anemia. El plomo se transfiere a través de la placenta y los niños absorben de 4 a 5 veces más que los adultos. El envenenamiento por plomo orgánico afecta el sistema nervioso central, asimismo tiene efectos gastrointestinales y cardiovasculares; daño renal y hepático.

Se puede ingerir durante varias semanas agua que contenga de 2 a 4 mg/L de plomo sin presentar ningún síntoma, pero su empleo durante tres meses resulta dañino. El consumo de 15 mg/L de plomo durante varias semanas puede ser fatal. Concentraciones de 0.05 mg/L se consideran fisiológicamente seguras para el hombre.

El valor guía de la OMS y el de la NOM-127-SSA1-1994 es de 0.01 mg/L, aunque se entiende que por el problema económico que represente el cambio de la plomería habrá niveles superiores durante varias décadas en el agua y para que no sean muy altos conviene tratar el agua para evitar la corrosión al máximo, lo que se logra manteniendo el pH entre 8 y 8.5. La precipitación del plomo se realiza a pH entre 9.2 y 9.5, la eficiencia para la formación de precipitados decrece rápidamente a valores extremos de pH. Los reactivos empleados son la cal o los hidróxidos, las cenizas de sosa y los fosfatos. El tratamiento con cal produce un lodo de buena sedimentación mientras que con sosa cáustica se requiere filtración. La eficiencia por precipitación más sedimentación excede 99 por ciento. La forma orgánica del plomo no es fácil de

eliminar por precipitación, por lo que debe previamente transformarse con cloración. El intercambio iónico y la ósmosis inversa se usan para plomo orgánico e inorgánico. El efluente se trata a un pH entre 5.0 y 5.2 eliminando el plomo hasta en 99.9 por ciento. El plomo orgánico se remueve con resinas de intercambio catiónico de ácido fuerte.

4.3.32 SODIO (Na)

Es el catión principal en la biosfera y constituye 2.83 por ciento de la corteza terrestre. Se encuentra solamente en estado combinado, en sales extremadamente solubles por lo que está en altas concentraciones en toda agua. En océanos y lagos salinos se encuentra como cloruro de sodio, NaCl, y en menor grado como carbonato de sodio, Na₂CO₃ y sulfato de sodio, Na₂SO₄.

El sodio es un constituyente natural de los tejidos de plantas y animales. Se asocia con la alta presión en la sangre y enfermedades del corazón si es consumido en exceso. Sin embargo, la falta de evidencia certera así como el hecho del elevado consumo de sodio en los alimentos, han hecho que la OMS no establezca un valor guía para el agua con base en la salud.

La concentración umbral del sabor depende del anión asociado con el sodio y de la temperatura. A temperatura ambiente el umbral es de 200 mg/L, que es el valor recomendado con fines estéticos por la OMS y la NOM-217-SSA1-1994.

Las sales de sodio se eliminan mediante intercambio iónico o procesos de membrana como la ósmosis inversa, los cuales son rentables en zonas costeras donde el agua dulce es escasa.

4.3.33 SÓLIDOS DISUELTOS TOTALES (SDT)

Se entiende por sólido disuelto todo residuo que queda después de filtrar en membranas de 1.2 µm de diámetro de poro. Los sólidos disueltos incluyen tanto las sales inorgánicas (carbonatos, bicarbonatos, cloruros, sulfatos, fosfatos y nitratos de sodio, potasio, calcio, magnesio y hierro) como materia orgánica.

El intervalo usual de sólidos disueltos totales en agua de abastecimiento varía de 25 a 5 000 mg/L, en función de la geología local. La concentración normalmente deseable es de 200 mg/L.

La conductividad varía directamente con la cantidad de sólidos disueltos, principalmente por las sales minerales, por lo que se considera una medida indirecta de estos que es muy útil en campo por su rapidez y sencillez. La conductividad o conductancia específica es una medida de la habilidad del agua para conducir la corriente eléctrica. Las unidades de medida son el inverso de ohms (expresan resistencia) y se denominan mhos o microsiemens (µS/cm) en el SI (sistema internacional).

Los sólidos disueltos pueden tener importantes efectos en el sabor. Se considera que menos de 600 mg/L no se perciben, aunque contenidos muy bajos producen un agua insípida. Cuando están por arriba de 1 200 mg/L el agua comienza a ser rechazada. Asimismo, los sólidos disueltos promueven la corrosión, por lo que la OMS recomienda no exceder 1000 mg/L, que es igual al valor de la norma.

Cuando el agua tiene iones (por ejemplo: sodio, magnesio o sulfato) la reducción de los sólidos

disueltos totales se logra mediante la ósmosis inversa, la electrodiálisis, la destilación y el intercambio iónico. De acuerdo a la NOM-127 también se puede utilizar la coagulación-floculación-sedimentación-filtración seguido de alguno de los anteriores métodos. Tanto el intercambio iónico como la electrodiálisis son aplicables para concentraciones por arriba de 5000 mg/L de SDT, mientras que la destilación y la ósmosis para valores inferiores.

4.3.34 SULFATOS (SO₄²⁻)

Los sulfatos están presentes en forma natural en diversos minerales. La concentración en aguas naturales varía en un intervalo de pocos mg/L hasta cientos de mg/L y contribuyen a la dureza no carbonatada. Los sulfatos son comunes en los acuíferos y pueden ser utilizados como fuente de oxígeno por bacterias sulfatorreductoras que lo convierten en ácido sulfhídrico.

El sulfato es uno de los aniones menos tóxicos, sin embargo, altas concentraciones provocan catarsis, deshidratación e irritación gastrointestinal. También imparten sabor al agua y cuando se combinan con el magnesio (sulfato de magnesio-sal de Glauber) o sodio (sulfato de sodio-sal de Epsom) tienen un efecto laxativo. Por lo anterior la OMS sugiere no exceder o vigilar fuentes con más de 500 mg/L, con fines estéticos. En México se limita el valor a 400 mg/L. Los sulfatos se eliminan mediante procesos de intercambio iónico, nanofiltración u ósmosis inversa.

4.3.35 SUSTANCIAS ACTIVAS AL AZUL DE METILENO

Aunque pueden ser varias las sustancias activas al azul de metileno, son los detergentes los que

dominan en esta prueba. Estos son compuestos tensoactivos sintéticos cuya presencia se debe a vertidos urbanos e industriales.

El principal problema para el agua de consumo es el sabor que los detergentes imparten, ya que el umbral es muy bajo. La norma limita el valor a 0.5 mg/L; la OMS no lo considera.

Para eliminar los detergentes se emplea la espumación, la ozonización con dosis muy altas y el carbón activado (con eficiencias de 50 por ciento en dosis 12.5 a 25 mg/L de agua, según la naturaleza de los detergentes y el tipo de decantador utilizado). Cuando hay picos de concentración o se requiere llegar a un residual muy pequeño (0.01 mg/L) se aplica ozono en combinación con carbón activado, aunque ello se justifica económicamente solo si hay presencia simultánea de otros contaminantes.

4.3.36 TRIHALOMETANOS

Son compuestos con un solo átomo de carbono donde los hidrógenos son sustituidos total o parcialmente por halógenos, principalmente cloro y bromo (impureza del cloro comercial). Generalmente, los cuatro compuestos formados son: cloroformo (triclorometano), bromodichlorometano, dibromoclorometano y bromoformo. Aun cuando regularmente se encuentran los cuatro, la OMS establece un valor guía para cada uno debido a que sus propiedades toxicológicas son diferentes y recomienda que la norma en cada país se establezca atendiendo a la relación:

$$\frac{C_{\text{bromoformo}}}{VG_{\text{bromoformo}}} + \frac{C_{\text{DBCM}}}{VG_{\text{DBCM}}} + \frac{C_{\text{BDCM}}}{VG_{\text{BDCM}}} + \frac{C_{\text{Cloroformo}}}{VG_{\text{Cloroformo}}} \leq 1$$

Ecuación 4.1

donde:

- C = concentración
- C_{DBCM} = dibromoclorometano
- C_{BDCM} = bromodichlorometano
- VG = valor guía

En México se limita el valor total a 0.2 mg/L.

En la Tabla 4.2 se resumen las recomendaciones de la OMS para agua potable.

Tabla 4.2 Valores guías para los trihalometanos de la OMS y clasificación del CIIC

Compuesto	Grupo del CIIC	Valor guía OMS
Bromoformo	3	100 µg/L
Dibromoclorometano	3	100 µg/L
Bromodichlorometano	2B	60 µg/L
Cloroformo	2B	300 µg/L

Hay tres formas para controlar la presencia de trihalometanos en agua:

1. Remover los precursores de trihalometanos por medio de:
 - Coagulación-floculación
 - Oxidación química (ozono, dióxido de cloro, ozono en combinación con luz ultravioleta)
 - Adsorción por carbón activado
 - Intercambio iónico
2. Remover los trihalometanos después de formados por medio de:
 - Oxidación química (ozono, dióxido de cloro, ozono en combinación con luz ultravioleta)
 - Aireación
 - Adsorción por carbón activado granular
 - Intercambio iónico

- Degradación biológica
3. Usar desinfectantes que no contengan halógenos

4.3.37 YODO RESIDUAL LIBRE (I)

El yodo se encuentra naturalmente en el agua en forma de yoduro, cuya oxidación durante el tratamiento deja trazas del elemento. Se utiliza ocasionalmente para desinfectar agua en campo o situaciones de emergencia.

El yodo es un elemento indispensable para la síntesis de las hormonas de la tiroides y se estima que se debe ingerir entre 80 y 150 $\mu\text{g}/\text{d}$. La carencia de yodo es la principal causa de retraso mental y lesiones cerebrales en infantes. Las guías de la OMS para la calidad del agua potable 1993 no establecieron un valor de referencia para el yodo porque los datos disponibles sugerían que el cálculo de un valor de referencia para el yodo basado en la información disponible sobre los efectos del yoduro es inadecuado y hay pocos datos relevantes sobre los efectos del yodo; además, puesto que no se recomienda el uso del yodo para la desinfección a largo plazo, es improbable que se produzca una exposición vitalicia a concentraciones de yodo características de la desinfección del agua con yodo (OMS, 2003). En México se establece un residual de 0.2 a 0.5 mg/L.

4.3.38 ZINC (Zn)

El zinc abunda en la corteza terrestre en el orden de 0.02 por ciento en peso. Es un oligoelemento indispensable que se encuentra prácticamente en todos los alimentos y en el agua de bebida en forma de sales o complejos orgánicos. La principal fuente de zinc en el organismo es la alimentación.

El zinc entra al agua de consumo por el deterioro de tuberías de hierro galvanizado y por la corrosión del latón, en tales casos se encuentra además plomo y cadmio, como parte de las impurezas de la materia prima. El agua de bebida que contiene zinc en concentraciones superiores a 5 mg/L puede no ser aceptada por los consumidores ya que da un sabor astringente y una apariencia opalescente. Para evitar estos problemas la OMS recomienda no sobrepasar 3 mg/L; en México se limita el contenido a 5 mg/L.

El zinc se remueve del agua por precipitación en condiciones alcalinas, los reactivos comúnmente empleados son los hidróxidos metálicos. La adición de cal es el método más generalizado y funciona a un pH de 10; tiene el inconveniente de que también precipita sulfato de calcio lo que incrementa la cantidad producida de lodos. La clarificación o filtración requiere la determinación del valor óptimo de pH para cada tipo de agua y la remoción previa de los sólidos suspendidos. El intercambio iónico y la recuperación evaporativa se emplean para recuperar el metal.

4.3.39 CARACTERÍSTICAS RADIATIVAS

Los elementos radiactivos o radionúclidos emiten partículas para lograr la estabilidad dentro del núcleo del átomo. Hay básicamente tres tipos de radiaciones: α (positiva), β (negativa) y γ (sin carga). Los compuestos radioactivos pueden entrar al agua por causas naturales o por fuentes antropogénicas. Muchos arroyos y pozos recogen la radiactividad al contacto con los minerales que la contienen y después percolan a las aguas subterráneas. Por lo regular, son pocos los casos de ni-

veles alarmantes de radiactividad en el agua de consumo y ello sucede en un número limitado de acuíferos bien identificados. La contribución del agua potable a la exposición total es muy reducida y se debe, en gran medida, a radionúclidos de origen natural pertenecientes a la serie de degradación del titanio y el torio.

Los valores guías de la OMS son para la radiactividad alfa global de 0.1 Bq/L y para la beta de 1 Bq/L, mientras que en la modificación a la NOM-127-SSA1-1994 son de 0.56 y 1.85, respectivamente.

La radioactividad se elimina en forma natural en depósitos de almacenamiento. En caso de tener que controlarla se emplean las siguientes medidas:

- Eliminar el radón mediante absorción en carbón activado granular
- Ablandar con cal elimina el radio 226 y 228 de 80 a 90 por ciento (pH 9.5 a 11)

y el uranio de 85 a 90 por ciento a pH 10.6 a 11.5

- Aplicar la coagulación-floculación combinada con sedimentación, para remover 92 a 95 por ciento de uranio dependiendo del tipo de coagulante
- Promover la precipitación para remover entre 85 y 96 por ciento de radio 226 y 228 a pH de 9.5 a 11
- Aplicar el intercambio iónico para el radio 226 y el 228 con 80 a 97 por ciento de eficiencia en resinas básicas y, en su caso, emplear resinas aniónicas para eliminar de 93 a 97 por ciento de uranio
- La ósmosis inversa elimina 99 por ciento de uranio a pH 7 y la hiperfiltración 90 por ciento de radio 226 y 228 a pH 5.5 a 6

Ninguno de los procesos anteriores aplican en potabilización, pues normalmente fuentes con problemas radiactivos son poco usuales y no se usan para suministro.



5

CONSIDERACIONES PARA UN SISTEMA DE POTABILIZACIÓN

En este capítulo se presentan las principales consideraciones para que los organismos operadores cuenten con una planta potabilizadora adecuada a sus necesidades. Es muy importante que un organismo operador tenga claro qué requiere y por qué, así como el procedimiento para obtenerlo. Para ello precisa realizar estudios previos, análisis y discusiones con especialistas antes de iniciar el proceso de licitación para construir la planta.

5.1 DEFINICIÓN DEL OBJETIVO

El objetivo de un sistema de potabilización es producir, a partir de una fuente de suministro dada, agua con calidad acorde con la Modificación a la Norma NOM-127-SSA1-1994 en forma confiable y a un costo razonable. Para lograrlo, es preciso combinar una serie de procesos y operaciones unitarias que remuevan los compuestos considerados como contaminantes y que estén presentes en la fuente de suministro. Un sistema adecuado depende de la calidad original del agua, la suficiencia financiera del organismo operador, el nivel de capacitación de los operadores y la tratabilidad del agua. Por ello, existen di-

versas combinaciones de procesos y operaciones que conducen a resultados diferentes, no solo en cuanto a calidad del agua sino en lo que se refiere a la confiabilidad del proceso y al costo.

En cuanto a la calidad, el objetivo de la potabilización es producir:

- Agua segura, sin compuestos químicos u organismos patógenos que pongan en riesgo la salud de los consumidores
- Agua aceptable, que no tenga sabor o color desagradables
- Agua clara, libre de materia suspendida y turbiedad
- Agua razonablemente blanda, es decir, que los usuarios no requieran grandes cantidades de detergentes y jabones para la ducha, lavar ropa y trastes
- Agua sin características corrosivas o incrustantes
- Agua con bajo contenido orgánico

En general, el cumplimiento de lo anterior se logra al cumplir los estándares establecidos por el gobierno a través de sus leyes y normas, información que fue presentada en el capítulo 4.

5.2 DATOS BÁSICOS

Los datos básicos que se deben definir para realizar el diseño de una planta potabilizadora de tecnología simplificada son:

- Periodo de planeación
- Área de abastecimiento
- Capacidad mínima-máxima diaria
- Crecimiento a futuro
- Fuente de abastecimiento
- Sitio de ubicación
- Financiamiento
- Estudios preliminares

5.2.1 PERIODO DE PLANEACIÓN

Se emplea el mismo periodo que el usado para el sistema de abastecimiento, el cual usualmente varía entre 10 y 20 años. Es importante mencionar que el crecimiento de algunas regiones puede acortar dicho periodo, pero también los cambios en las actividades económicas de la región (migración y cierre de industrias) pueden provocar el efecto contrario y dejar sobredimensionada la planta.

5.2.2 ÁREA DE ABASTECIMIENTO

Consiste en definir geográficamente qué zonas recibirán el agua producida por la potabilizadora y definir *grosso modo* las características de la población (población, densidad de población, edad). Durante este análisis se pueden incluso definir áreas que sean ocasionalmente servidas.

5.2.3 CAPACIDAD MÍNIMA-MÁXIMA DIARIA DE DISEÑO DE LA PLANTA

La capacidad de la planta de potabilización se determina por la demanda media diaria actual, así como por la demanda futura del área servida. Si bien la construcción puede llevarse a cabo por etapas de planeación en el período de diseño, es necesario tener presente cuál es el tamaño máximo requerido para prever el terreno suficiente y contar con la flexibilidad necesaria en los procesos. Esta capacidad de diseño implica operación de la instalación las 24 horas del día.

Para un sistema nuevo, la demanda media diaria se obtiene a partir de datos que muestran la historia, características y tendencias de desarrollo de la comunidad. Si se trata de la expansión de una planta existente, la mejor estimación se obtiene de las propias tendencias del sistema. Para determinar la capacidad media diaria se multiplica la demanda media diaria (dotación) per cápita por la población estimada que será servida durante el periodo de diseño, expresada en litros por segundo.

Otros factores que afectan la selección del tamaño de la planta son la seguridad y potencia de la fuente de abastecimiento, el permiso de asignación y el costo efectivo para abastecer el agua de una planta de gran tamaño, comparada con dos o tres de menor tamaño y en diferentes ubicaciones.

5.2.4 CRECIMIENTO FUTURO

Existen diversos métodos para predecir el crecimiento o abatimiento de la población futura que determinan cómo se debe planear la evolución de la potabilizadora. Se sugiere consultar literatura específica para este tema.

5.2.5 FUENTE DE ABASTECIMIENTO

La fuente de agua puede ser superficial (ríos, lagos o embalses artificiales), subterránea, o bien, provenir de fuentes no convencionales (agua de mar). El tipo de fuente determina la calidad a la cual se va a enfrentar el sistema de potabilización. La evaluación y selección de la fuente debe además considerar:

- Cantidad de agua que se puede obtener actualmente y a futuro
- Calidad del agua
- Condiciones climáticas
- Problemas potenciales para construir una obra de toma
- Seguridad de operación y suministro
- Posibilidad de contaminación futura de la fuente
- Facilidad de expansión futura

5.2.6 SITIO DE UBICACIÓN

Es indispensable ubicar terrenos que posean las dimensiones apropiadas así como asegurarse de que cumpla con las características básicas de mecánica de suelos y de topografía para realizar una obra de la naturaleza que se planea. Cuando existen diversas opciones, su comparación se realiza atendiendo a criterios como distancia a la obra de toma, posibilidad de arreglo de los procesos uni-

tarios, impacto ambiental del proyecto y el método de distribución del agua (gravedad o bombeo). Algunos de los siguientes puntos deben ser revisados para evaluar el sitio de la planta:

- Disponibilidad de área
- Localización geográfica
- Información obtenida de estudios geológicos
- Disponibilidad de energía eléctrica y servicios
- Accesibilidad a vías de comunicación
- Costos de construcción a partir de índices
- Seguridad de operación
- Posibilidad de expansiones futuras

La mayor parte de esta información se obtiene de bancos de datos, mapas y planos existentes.

El área del predio requerido puede estimarse a partir de la siguiente expresión:

$$A \geq Q^{0.6} \quad \text{Ecuación 5.1}$$

donde:

A = Área en acres

Q = Capacidad en millones de galones por día

5.2.7 FINANCIAMIENTO

Existen diversos métodos para financiar la construcción de una planta potabilizadora, que continuamente cambian en cuanto a sus requisitos por lo que se sugiere consultar literatura especializada y actualizada para este tema.

5.2.8 ESTUDIOS PRELIMINARES

Una vez que se ha decidido construir una planta, seleccionado el sitio y definido la fuente de abastecimiento se deben realizar estudios de mayor detalle como:

- Calidad del agua
- Pruebas de tratabilidad

Con esta información se podrán seleccionar los posibles esquemas de tratamiento y determinar el sistema de potabilización más conveniente a utilizar en la planta potabilizadora.

5.2.8.1 Calidad del agua

Es preciso conocer la calidad del agua y su variabilidad, si ocurre, con suficiente detalle para seleccionar los procesos útiles. Conviene que ello sea en forma previa a las pruebas de tratabilidad para que sea esta información la que determine cuáles tecnologías de tratamiento se deben evaluar. Para definir la calidad lo ideal sería que, para cualquier tipo de agua, como

mínimo se determinen todos los parámetros que conforman la modificación de la NOM-127-SSA1-1994 y de esta manera conocer cuáles se encuentran fuera de la norma y en qué magnitud. Como ello no siempre es posible, y en ocasiones incluso resulta innecesario, a continuación se dan algunas recomendaciones.

5.2.8.2 Aguas subterráneas

Debido a que este tipo de fuente se caracteriza por ser de calidad constante, el monitoreo se puede realizar a partir de muestras simples y puntuales. Conviene llevar a cabo al menos dos muestreos por período del año (estiaje y lluvias) en diferentes días y añadir el número de confirmaciones necesarias sobre parámetros específicos hasta no tener una desviación entre los datos de 5 a 10 por ciento, sin considerar la precisión del análisis. Para aguas subterráneas, los análisis por determinar serían los indicados en la primera columna de Tabla 5.1, donde se clasifican los parámetros en las categorías: indispensables, no indispensables y eventuales.

Tabla 5.1 Análisis para determinar la calidad del agua de una fuente subterránea

Muestreo inicial	Muestreo complementario
Indispensables	
Coliformes fecales	Fenoles o compuestos fenólicos
Color	2,4 – D
Turbiedad	Tolueno
COT	Xileno (tres isómeros)
Dureza total (como CaCO ₃)	Trihalometanos totales
Hierro	Nitrógeno amoniacal
Nitrógeno total	Nitrógeno orgánico
Manganeso	
Nitratos	
Nitritos	
pH	
Sólidos disueltos totales	Sustancias activas al azul de metileno (SAAM)
Sulfatos (como SO ₄)	
Benceno	
Etilbenceno	

Tabla 5.1 Análisis para determinar la calidad del agua de una fuente subterránea (continuación)

Muestreo inicial	Muestreo complementario
Potencial para la formación de trihalometanos (estos no son considerados por la NOM 127-SSA1-1994)	
No indispensables	
Coliformes totales	Sodio
Eventuales	
Aluminio	Olor
Arsénico	Sabor
Bario	Aldrín y dieldrín (separados o combinados)
Cadmio	Clordano (total de isómeros)
Cianuros (como CN ⁻)	DDT (total de isómeros)
Cloruros (como Cl ⁻)	Gamma-HCH (lindano)
Cobre	Hexaclorobenceno
Cromo total	Heptacloro y epóxido de heptacloro
Fluoruros (como F ⁻)	Metoxicloro
Mercurio	
Plomo	
Yodo residual libre	
Zinc	
Radiactividad alfa global	
Radiactividad beta global	

Indispensables. Aquellos que se deben hacer desde un inicio y que determinan no solo el tipo de tratamiento sino que incluso pueden conducir a un cambio en la selección de la fuente

No indispensables. Aquellos que, por estar relacionados con otros parámetros o por no ser determinantes para la selección de un tipo de tratamiento, pueden ser evaluados durante las pruebas de tratabilidad.

Eventuales. Aquellos cuya presencia se relaciona con cierto tipo de suelos y condiciones geohidrológicas y que pueden no ser considerados a juicio de un especialista que posea información sobre la calidad del agua en pozos vecinos, el tipo de suelo o la historia de la región. Se señala que en esta lista puede haber parámetros que resulten indispensables.

5.2.8.3 Aguas superficiales

Este tipo de fuente se caracteriza por ser de calidad variable, por lo que se requiere realizar un mayor número de determinaciones. Para cuerpos estancos (lagos y presas) se debe caracterizar el agua en las dos estaciones (lluvias y secas) y a diferentes profundidades (dos a tres), incrementando el número de muestreos en el sitio donde se colocará la obra de captación. En cuerpos en movimiento, aparte de las dos estaciones, el muestreo se realiza en forma puntual a una distancia máxima en profundidad de 1 m. Lo relevante es tener muestras puntuales para diversas horas del día (6 por día), evaluar la variabilidad a lo largo del día y así considerar las dos épocas del año (lluvias y secas). Se considera que en total debe haber al menos diez datos.

Tabla 5.2 Análisis para determinar la calidad en cuerpos de aguas superficiales

Muestreo inicial	Muestreo complementario
Indispensables	
Coliformes fecales	Etilbenceno
Turbiedad	Tolueno
Aluminio	Xileno
COT(1)	Benceno
Fenoles	Nitritos
Mercurio	Nitrógeno orgánico
Nitrógeno total	Nitrógeno amoniacal
Nitratos	
pH	
Sólidos totales (1)	
Sólidos disueltos	
Sustancias activas al azul de metileno	
Potencial para la formación de trihalometanos (Estos no son considerados por la NOM 127-SSA1-1994)	
No indispensables	
Coliformes totales	
Eventuales	
Color	Olor
Arsénico	Sabor
Bario	Aldrín y dieldrín (separados o combinados)
Cadmio	Clordano (total de isómeros)
Cianuros	DDT (total de isómeros)
Cobre	Gamma-HCH (lindano)
Dureza	Hexaclorobenceno
Hierro	Heptacloro y epóxido de heptacloro
Fluoruros	Metoxicloro
Manganeso	
Sulfatos	
Yodo residual libre	

5.2.8.4 Pruebas de tratabilidad

Concluida la caracterización del agua, se realiza una selección de tecnologías de remoción que se considere pueden eliminar o reducir los contaminantes que exceden la norma, esto con la finalidad de evaluarlas mediante pruebas de tratabilidad en laboratorio. Las pruebas consisten en tratar el agua que será sujeta al proceso de potabilización mediante módulos de simulación a nivel de laboratorio de tecnologías y

determinar su efectividad de remoción para los contaminantes en cuestión. Conviene efectuar una amplia comparación de tecnologías en laboratorio para ahorrar costos durante la construcción y operación de la planta potabilizadora, así como para asegurar la eficiencia del tratamiento. La Tabla 5.3 relaciona las tecnologías más comúnmente utilizadas en la potabilización del agua para la remoción de todos los contaminantes contenidos en la modificación a la NOM-127-SSA1-1994.

Tabla 5.3 Diferentes tecnologías de tratamiento empleadas para la remoción de contaminantes

Parámetro	Tecnología de tratamiento													
	Adsorción	Cloración	Coagulación-floculación	Electrodialisis	Filtración	Intercambio iónico	Microfiltración	Nanofiltración	Ósmosis inversa	Oxidación	Precipitación	Reducción	Ablandamiento	Aireación
Aldrín y dieldrín	x									x				
Arsénico	x		x			x		x	x		x			
Bario			x	x		x		x	x		x			
Benceno	x							x	x					
Cadmio			x	x		x		x	x					
Cianuro		x	x			x		x	x					
Cobre			x			x		x	x				x	
Coliformes F.		x					x			x				
Coliformes totales		x					x			x				
Color verdadero	x									x				
Clordano	x									x				
Cloruros						x			x					
Cromo	x		x	x		x		x	x		x			
DDT	x								x					
Dureza total						x		x	x				x	
Etilbenceno	x							x	x					
Fenoles	x		x							x				

Tabla 5.3 Diferentes tecnologías de tratamiento empleadas para la remoción de contaminantes (continuación)

Parámetro	Tecnología de tratamiento													
	Adsorción	Cloración	Coagulación-floculación	Electrodiálisis	Filtración	Intercambio iónico	Microfiltración	Nanofiltración	Ósmosis inversa	Oxidación	Precipitación	Reducción	Ablamiento	Aireación
Fluoruro	X		X						X		X			
Gamma-HCH (lindano)	X									X				
Heptacloro y su epóxido	X									X				
Hexaclorobenceno	X									X				
Hierro	X				X	X	X	X	X	X	X			
Manganeso	X	X				X	X	X	X	X	X		X	X
Mercurio	X		X			X	X	X	X	X	X	X		
Metoxicloro	X									X				
Níquel						X	X	X	X		X			
Nitritos y nitratos		X				X			X					
Nitrógeno amoniacal			X											X*
Olor y sabor	X		X							X				
Plomo			X			X			X		X			
Radio						X			X					
Radón	X													X
SAAM	X									X				
Sodio				X		X			X					

Tabla 5.3 Diferentes tecnologías de tratamiento empleadas para la remoción de contaminantes (continuación)

Parámetro	Tecnología													
	Adsorción	Cloración	Coagulación-floculación	Electrodialisis	Filtración	Intercambio iónico	Microfiltración	Nanofiltración	Ósmosis inversa	Oxidación	Precipitación	Reducción	Ablandamiento	Aireación
Sólidos disueltos totales				x				x	x					
Sulfatos						x		x	x		x			
Tolueno	x							x	x	x				
Turbiedad					x		x							
Trihalometanos	x	x				x				x				x
Uranio			x			x			x		x			
Xileno	x							x	x	x				
Zinc						x					x			
2,4-D	x									x				

La responsabilidad del organismo operador consiste en encargar la realización de dichas pruebas a universidades, centros de investigación, consultoras y laboratorios certificados con suficiente capacidad técnica. Para ayudar en este proceso, se incluye la Tabla 5.4, la cual proporciona una idea aproximada del costo y tiempo que toma realizar las pruebas de tratabilidad, para un objetivo determinado, así como el nivel técnico del laboratorio que debe realizarlas. Debe tenerse en mente que los costos señalados son un orden de magnitud y en ningún caso constituyen una cotización, la cual deben ser presentada y sustentada por los laboratorios interesados mostrando mano de obra, costos por análisis y construcción de pilotos. De acuerdo al objetivo de este libro, en el Anexo C se describe con detalle la realización de la prueba de tratabilidad para la etapa de coagulación-floculación-sedimentación, conocida como la prueba de jarras.

5.3 SELECCIÓN DEL ESQUEMA DE TRATAMIENTO

Concluidas las pruebas de tratabilidad se procede a analizar los resultados para definir cuáles son los procesos y sus combinaciones que permiten obtener el nivel deseado de tratamiento, con una elevada confiabilidad y a un costo razonable.

Con los procesos y operaciones seleccionados se diseña un tren de tratamiento. Debido a que las características de las diversas fuentes de suministro son muy variables existe una gran cantidad de diferentes esquemas para potabilización de aguas superficiales y subterráneas. A continuación se presentan únicamente los más típicos.

5.3.1 PROCESOS DE TRATAMIENTO TÍPICOS PARA AGUAS SUPERFICIALES

Dependiendo de la calidad del agua superficial se puede usar una variedad de alternativas de trenes de tratamiento (descritos en diagramas de flujo de proceso). A continuación se describen cuatro comunes trenes de tratamiento.

- Tratamiento convencional
- Filtración directa y en línea
- Tratamiento mediante filtración por membrana
- Tratamiento mediante ósmosis inversa

Los trenes de tratamiento convencional son típicamente usados para tratar aguas superficiales con elevada turbiedad (típicamente > 20 UTN), alto color (> 20 unidades de color) o alto COT (> 4 mg/L). Un proceso de tratamiento convencional consiste en: coagulación, floculación, sedimentación, filtración en medio granular y desinfección, como se muestra en la Ilustración 5.1. En general, las plantas convencionales tienen una mayor flexibilidad de operación, son hidráulicamente estables y requieren menos atención de los operadores. Otra consideración que debe tomarse en cuenta es que requieren de grandes áreas superficiales.

Filtración directa y en línea

Los tratamientos de filtración directa son típicamente usados para tratar agua superficial de alta calidad con baja turbiedad (< 15 NTU), poco color (≤ 20 unidades de color) y bajo COT (≤ 4 mg/L). El proceso de filtración en línea consiste en mezclado rápido de coagulación, floculación, filtración en medio granular y desinfección.

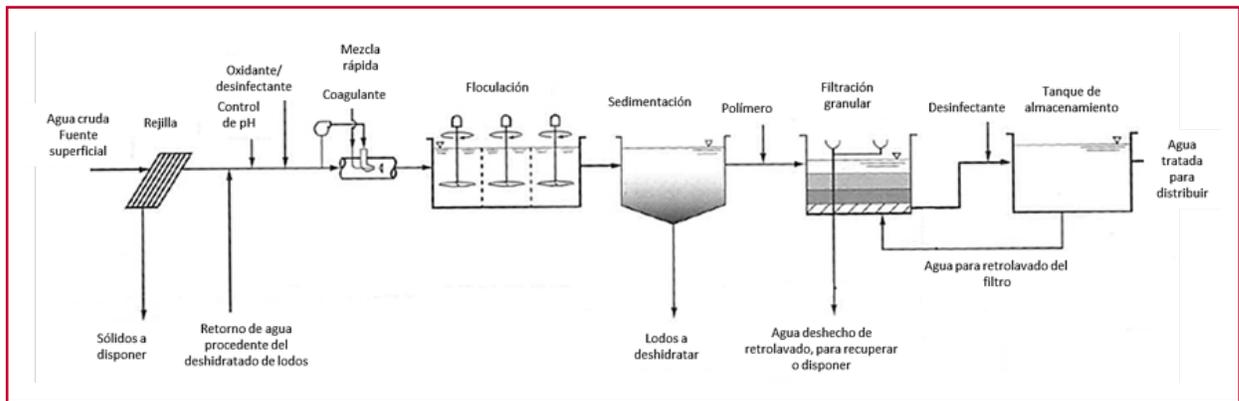
Tabla 5.4. Pruebas de tratabilidad

Objetivo	Proceso/tecnología	Mecanismo de remoción	Prueba de tratabilidad	Nivel de laboratorio	Duración	Costo (\$)
Remoción de sólidos suspendidos y de turbiedad	Coagulación-floculación	Coagulación, adsorción, reducción, coprecipitación con hidróxidos metálicos	Pruebas de jarras para determinar tipo de coagulante/ayudante de coagulación, dosis óptimas y tiempos óptimos de tratamiento	Medio	2 a 4 semanas	30 000 a 100 000 según sea el número de coagulantes y polielectrolitos por evaluar
	Flotación con aire disuelto	Coagulación, adsorción, flotación	Ensayos de flotación en pruebas de jarras para determinar tipo de coagulante, dosis óptima y tiempos óptimos de tratamiento	Medio	2 a 4 semanas	30 000 a 100 000 según sea el número de coagulantes por evaluar
	Sedimentación convencional Sedimentación de alta tasa	Precipitación influenciada por la fuerza de gravedad	Estudios de columna de sedimentación para determinar la carga másica aceptable, carga hidráulica recomendable, altura crítica y área de sedimentación	Medio	1 a 2 semanas	10 000 a 15 000
	Microfiltración/ultrafiltración	Filtración	Determinar el índice de ensuciamiento en membranas, verificar que el flux de diseño y el nivel de recuperación del agua no comprometan la vida útil de las membranas	Alto	6 semanas a seis meses como mínimo si se desea conocer la duración de la membrana	50 000 (si solo se determina el índice de filtración en diferentes membranas) o hasta a 350 000 para efectuar una prueba en un modelo físico
Remoción de sólidos suspendidos y de turbiedad	Filtración a gravedad o a presión en arena, medio multimedio, etc.	Filtración	Prueba en filtro piloto para determinar características del medio filtrante, tasa filtración, profundidad, duración de la corrida y condiciones de lavado	Medio	1 a 2 meses	50 000 a 100 000, según el número de medios que se desee probar
	Oxidación química o aireación-filtración	Oxidación-precipitación	Determinación de la dosis de oxidante/aire y tiempo de contacto	Alto	4 a 6 semanas	100 000 a 200 000
Remoción de hierro y manganeso	Filtración en zeolitas. Intercambio iónico	Adsorción y oxidación	Determinación de las isotermas de adsorción	Medio	2 a 6 semanas	40 000 a 150 000
	Ablandamiento	Oxidación-precipitación	Determinación de dosis para precipitar Fe y Mn	Alto	4 a 6 semanas	30 000 a 100 000

Tabla 5.4 Pruebas de tratabilidad (continuación)

Objetivo	Proceso/ tecnología	Mecanismo de remoción	Prueba de tratabilidad	Nivel de laboratorio	Duración	Costo (\$)
Remoción de sólidos disueltos	Osmosis inversa/ nanofiltración	Filtración	Determinar el índice de ensuciamiento en membranas, verificar que el flujo de diseño y el nivel de recuperación del agua no comprometen la vida útil de las membranas.	Alto	6 semanas a seis meses como mínimo si se desea conocer la duración de la membrana	50 000 (si solo se determina el índice de filtración) hasta 350 000 para efectuar una prueba en un modelo físico
	Electrodialisis	Separación iónica	Comportamiento de los iones al inducir una corriente eléctrica.	Alto	2 a 4 semanas	50 000 a 100 000
Remoción de compuestos orgánicos	Coagulación floculación	Coagulación	Pruebas de jarras	Medio	2 a 4 semanas	30 000 a 100 000 según el número de coagulantes a evaluar
	Ozonización	Oxidación	Dosis y tiempo de contacto	Alto	4 a 10 semanas	50 000 a 250 000
	Carbón activado	Adsorción	Isotermas de Freundlich o Langmuir	Alto	4 a 6 semanas	50 000 a 150 000
Remoción de Metales	Precipitación	Precipitación	Prueba de jarras o precipitación	Medio	4 a 6 semanas	50 000 a 100 000
Remoción de Trihalometanos	Carbón activado	Adsorción	Isotermas de Langmuir o de Freundlich, compara diversos tipos de carbonos	Alto	4 a 6 semanas	150 000 a 300 000
Ajuste de pH	Adición de ácidos/ bases o CO ₂	Neutralización	Curvas de neutralización	Medio	1 a 2 semanas	10 000 a 15 000
Remoción de gases	Aireación	Desorción	Pruebas de desorción en columnas para determinar la tasa de aireación	alto	4 a 6 semanas	100 000 a 200 000
Remoción de color, olor y sabor	Filtración en carbón activado	Adsorción	Determinación de las isotermas de adsorción	Alto	3 a 5 semanas	50 000 a 100 000
	Ozonización	Oxidación	Determinación de la dosis de cloro y del tiempo de contacto	Alto	3 a 5 semanas	20 000 a 100 000
Remoción de coliformes fecales y totales	Cloración	Oxidación	Determinación de la dosis de cloro y del tiempo de contacto	Medio	1 a 2 semanas	5000 a 10 000
	Ozonización	Oxidación	Determinación de la dosis de cloro y del tiempo de contacto	Alto	1 a 2 semanas	10 000 a 30 000
	Luz ultravioleta	Mutación del ADN	Determinación de la dosis de luz en W/s.cm ²	Alto	4 a 6 semanas	10 000 a 20 000
Remoción de dureza	Ablandamiento cal-carbonato	Precipitación	Determinación de dosis en pruebas de jarras	Alto	4 a 6 semanas	30 000 a 100 000 según el número de tecnologías
	Intercambio iónico	Adsorción	Isotermas. Determinar cantidad de resina y tiempo de vida	Alto	2 a 6 semanas	20 000 a 100 000
	Filtración con zeolitas	Adsorción	Isotermas. Definir la cantidad de zeolitas a emplear	Alto	2 a 6 semanas	20 000 a 100 000

Ilustración 5.1 Tren de tratamiento de agua superficial mediante tratamiento convencional (MWH, 2012)



Comúnmente se usan filtros de lecho profundo porque pueden almacenar más sólidos suspendidos que un filtro convencional. Los procesos de coagulación y floculación son muy importantes y deben ser capaces de formar flóculos pequeños y resistentes. Los flóculos grandes tapan rápidamente los filtros, lo que provoca carreras de filtración cortas.

La filtración en línea consiste básicamente en el mismo tren de tratamiento que la filtración directa, a excepción de la etapa de floculación, que no existe (observe la Ilustración 5.2). Este tipo de tren de tratamiento se usa para tratar agua de alta o Excel®ente calidad con baja turbiedad (< 15 NTU), poco color (≤ 10 unidades de color) y bajo COT (≤ 4 mg/L).

Filtración por membrana

Un tren de tratamiento de filtración por membrana consiste en un sistema de rejillas, membranas de baja presión y desinfección (observe la Ilustración 5.3). El sistema de rejillas consta de cartuchos filtrantes o microrejillas y puede incluir rejillas gruesas en el agua cruda si es necesario. Este tren de tratamiento se usa comúnmente para tratar aguas superficiales de buena calidad con baja turbiedad (≤ 10 NTU) y con color de moderado a bajo (< 10 unidades de color) y bajo COT (< 4 mg/L). Sin embargo, los filtros de membrana pueden usarse para tratar agua de cualquier calidad cuando se combinan con otros procesos. Por ejemplo, mediante el reemplazo de los filtros granulares

Ilustración 5.2 Tren de tratamiento de agua superficial mediante filtración directa/en línea (MWH, 2012)

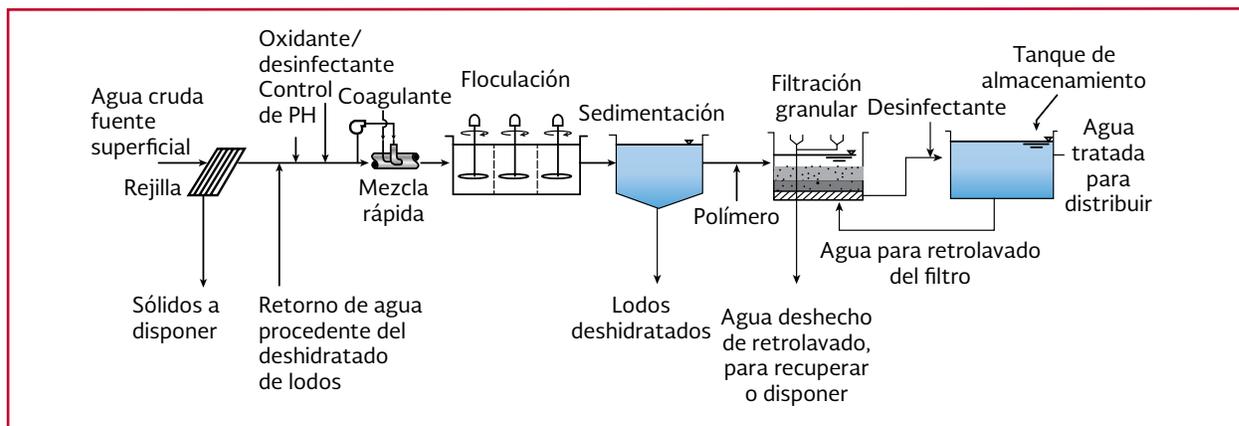
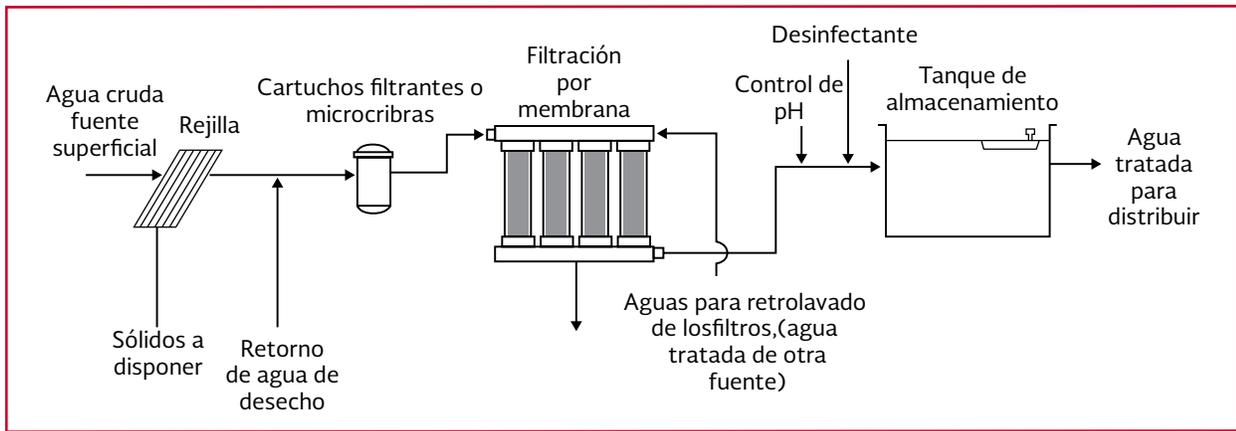


Ilustración 5.3 Tren de tratamiento típico de agua superficial mediante filtración con membrana (MWH, 2012)



por filtros de membrana en el tratamiento convencional descrito anteriormente. La filtración por membrana se configura en módulos y puede ser fácilmente automatizada, lo que hace a este tipo de tecnología ideal para plantas pequeñas y remotas.

Tratamiento por ósmosis inversa

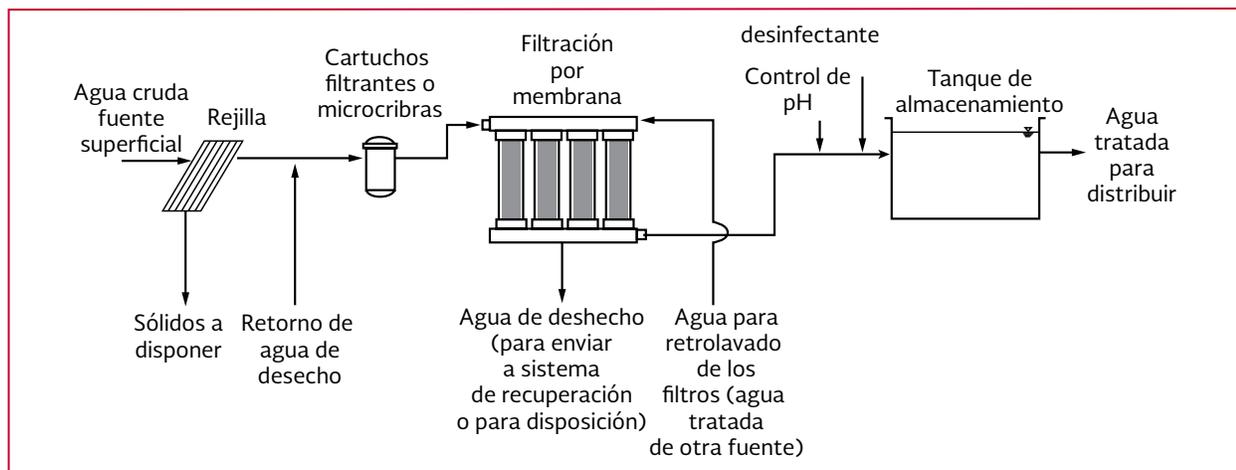
Un tren de tratamiento por ósmosis inversa consiste en un sistema de cribado, membranas de ósmosis inversa y desinfección (observe la Ilustración 5.4). El sistema de cribado consiste de cartuchos filtrantes o microcribas, y puede incluir rejillas gruesas en el agua cruda u otros procesos de pretratamiento, si se requiere (p.ej. filtración por

membrana). La ósmosis inversa es principalmente utilizada para desalinización de agua de mar o agua salobre, y puede ser utilizada para remover un contaminante específico como arsénico.

5.3.2 PROCESOS DE TRATAMIENTO TÍPICOS PARA AGUAS SUBTERRÁNEAS

En aguas subterráneas, el proceso de tratamiento más sencillo consiste en la cloración, que confiere al agua una capacidad desinfectante residual y la protege contra la contaminación dentro del sistema de distribución. En ocasiones, este proceso se complementa con la adición de flúor para evitar caries dental en la población, pero

Ilustración 5.4 Tren de tratamiento típico de agua superficial mediante ósmosis inversa (MWH, 2012)



ello tiene un costo que debe ser considerado contra clorar la totalidad del agua que un organismo operador debe suministrar.

Existe una variedad de trenes de tratamiento que pueden usarse dependiendo de la calidad del agua subterránea. Se identifican y se describen cuatro trenes comúnmente utilizados.

- Tratamiento convencional ablandador con cal-carbonato
- Suavización con membranas
- Tratamiento para la remoción de gas
- Tratamiento para la remoción de hierro y manganeso

Tratamiento convencional ablandador

El tratamiento convencional ablandador con cal se utiliza para remover dureza (observe la Ilustración 5.5). El agua se considera dura cuando contiene una dureza total (la suma de dureza carbonatada y no carbonatada) mayor a 150 o 180 mg/L. Cuando la dureza está conformada principalmente por calcio y magnesio la dureza es baja (< 40 mg/L). Se agrega cal en una sola etapa, como se muestra en la Ilustración 5.6 y carbonato de sodio para incrementar la alcali-

nidad y remover la dureza no carbonatada. Frecuentemente la coagulación, floculación y sedimentación ocurre en un solo recipiente, llamado reactor-clarificador con recirculación de lodo.

Suavización con membranas

Una alternativa al ablandamiento con cal es mediante el uso de membranas. El tren de tratamiento se muestra en la Ilustración 5.6. Los procesos de membrana que han sido utilizados para el ablandamiento y remoción de otros constituyentes tales como color, COT y precursores de trihalometanos incluyen la nanofiltración y ósmosis inversa. Una de las mayores consideraciones cuando se sitúa una planta ablandadora es la disposición del concentrado. Las membranas de ósmosis inversa están configuradas en módulos y las plantas pueden ser fácilmente automatizadas.

Tratamiento para la remoción de gas

El arrastre con aire es utilizado para tratar agua subterránea contaminada con gases indeseables como el sulfuro de hidrógeno o compuestos volátiles orgánicos. Un tren de arrastre de aire consiste en una torre de arrastre seguida por filtración a presión en medio granular y desinfección.

Ilustración 5.5 Tren de tratamiento típico para remoción de dureza de agua subterránea mediante el proceso cal-carbonato (MWH, 2012)

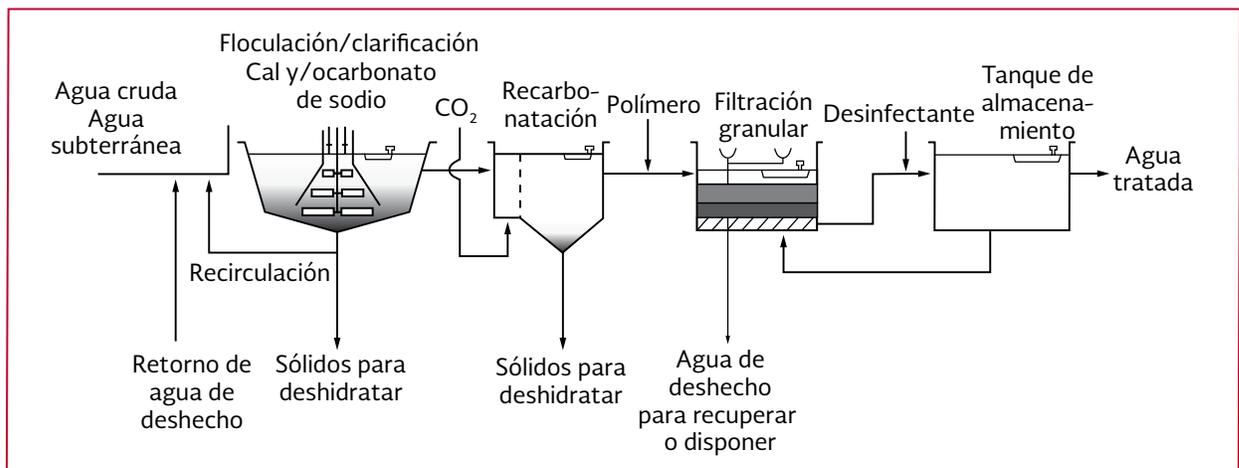
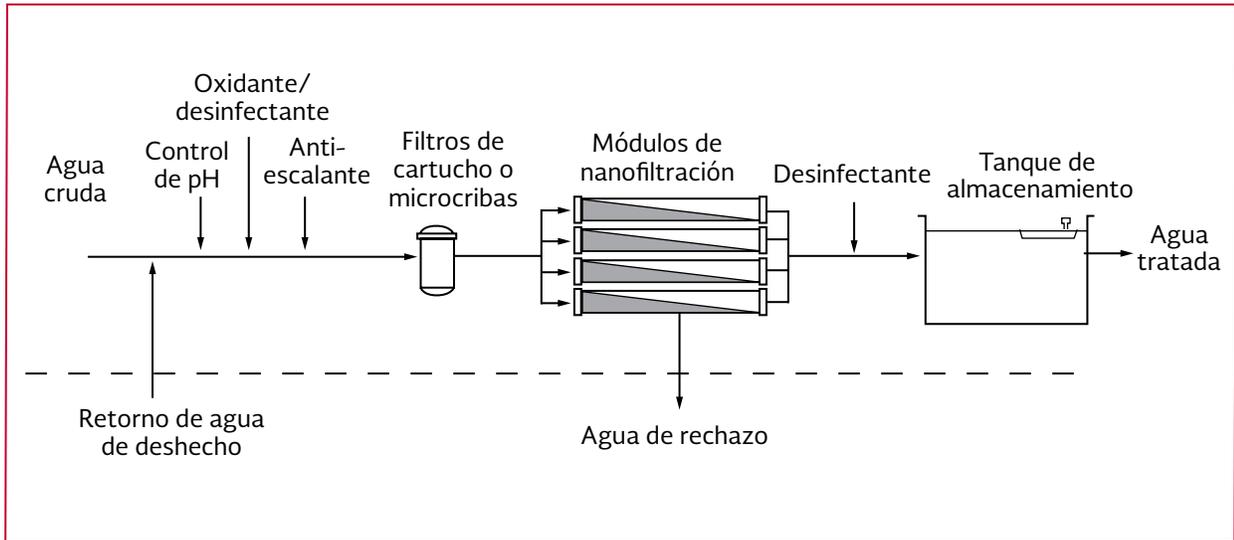


Ilustración 5.6 Tren de tratamiento típico para remoción de dureza de agua subterránea mediante nanofiltración (MWH, 2012)

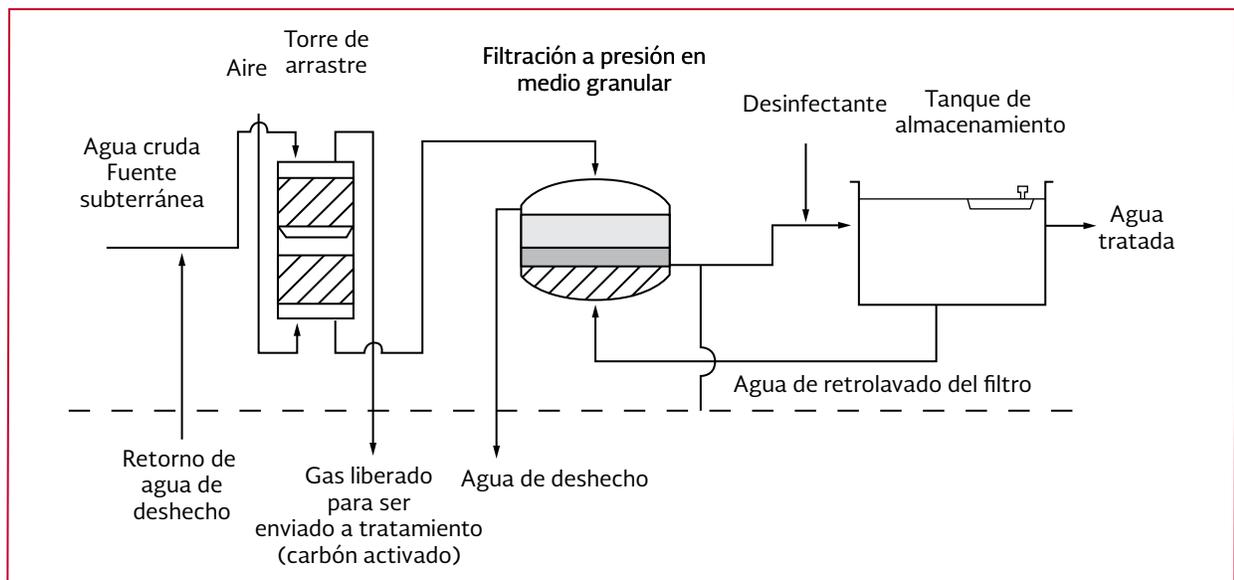


En algunos casos se requieren acondicionadores químicos o la adición de ácido para evitar la formación de precipitados. Una consideración que debe realizarse es el tratamiento del gas liberado, el cual puede llevarse a cabo mediante adsorción en carbón activado (observe la Ilustración 5.7).

Tratamiento para la remoción de hierro y manganeso

El proceso más comúnmente utilizado para la remoción de hierro inorgánico y manganeso en agua subterránea con niveles bajos de oxígeno disuelto es

Ilustración 5.7 Tren de tratamiento típico para remoción de gases indeseados de agua subterránea (MWH, 2012)



la precipitación en filtros a presión. Los oxidantes utilizados son: cloro, permanganato de potasio, oxígeno y ozono. El cloro se usa cuando la concentración de hierro es menor que 2 mg/L y existe muy poca o nula concentración de manganeso. En muchos casos el cloro no es efectivo para la remoción de hierro porque el hierro puede formar complejos con la materia orgánica. Consecuentemente, el uso de cloro debe ser evaluado con pruebas piloto. En adición, se debe evaluar el impacto del uso de cloro en la formación de subproductos de desinfección. El permanganato de potasio y el ozono se usan cuando están presentes hierro y manganeso. El oxígeno puede ser efectivo para oxidar hierro pero no es capaz de romper el complejo hierro-materia orgánica. Los filtros a presión pueden usar *greensand*, esto es, arena con un alto porcentaje de glauconita (observe la Ilustración 5.8).

5.4 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS CRÍTICOS DE DISEÑO

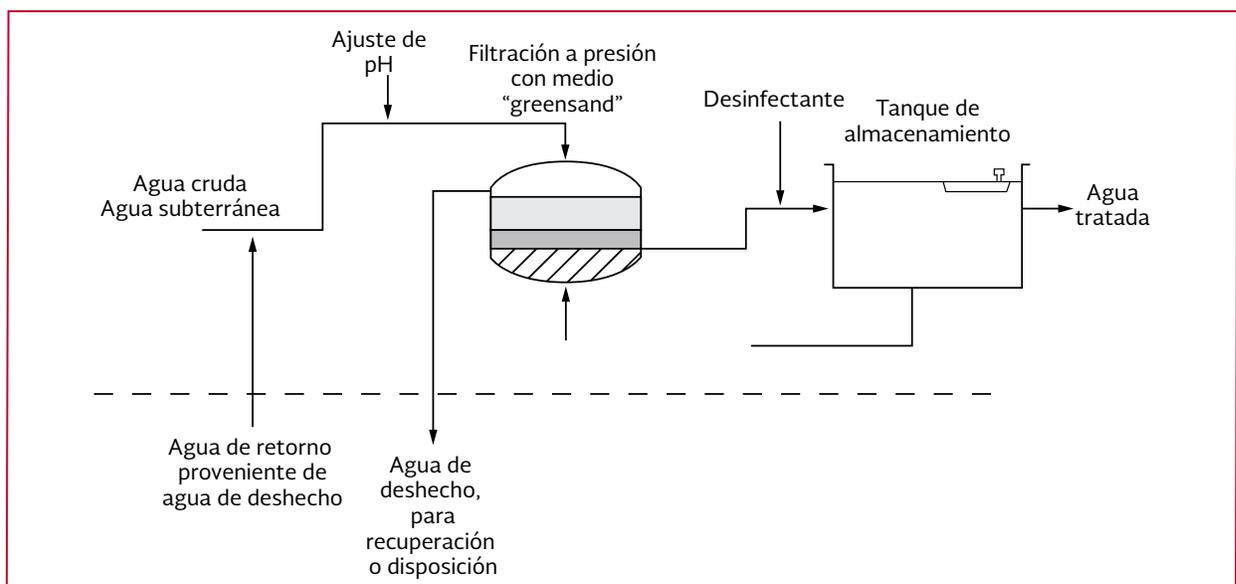
Definidos los procesos, conviene hacer un listado de los parámetros críticos de diseño que se

deben exigir en las bases de licitación y aplicar para la construcción de la planta. Para ello, el organismo operador debe entender el funcionamiento de los procesos (capítulo 6) y definir para su caso, qué parámetros son fundamentales y deben monitorearse para asegurar una buena operación del proceso y en cuáles se puede aceptar cierta desviación. Los valores de los parámetros por emplear son obtenidos a partir de los resultados de las pruebas de tratabilidad.

5.4.1 DEFINICIÓN DEL NIVEL DE INSTRUMENTACIÓN Y CONTROL

Actualmente, la tendencia es instrumentar y tener cada día más control en las plantas potabilizadoras. Por ello, se incluye este apartado que contiene aspectos de interés práctico para los organismos operadores. Entre los parámetros que pueden ser monitoreados en línea y tiempo real se encuentra el cloro residual, el pH, los sólidos suspendidos, la turbiedad y algunos iones específicos como los nitratos y nitritos. En una planta potabilizadora algunos procesos requieren

Ilustración 5.8 Tren de tratamiento típico para remoción de hierro y manganeso de agua subterránea (MWH, 2012)



mayor control de parámetros que otros. La Tabla 5.5 muestra en qué proceso es más útil monitorear cada uno de los parámetros. A continuación la significación de los números en dicha tabla:

1. Monitoreo en línea muy útil para el proceso de monitoreo y control
2. Monitoreo en línea moderadamente útil
3. Equipo de monitoreo en línea no disponible
4. Parámetro no asociado con este proceso

5.4.2 MONITOREO DE CLORO

La cloración es una aplicación muy diseminada en el tratamiento de las aguas para la desinfección y oxidación, por lo tanto, existe una variedad de medidores de cloro disponibles comercialmente. Los monitores de cloro en línea pueden tener complejos sistemas de control,

señal y alarma. Las tecnologías colorimétricas y electroquímicas pueden detectar centésimas de miligramo por litro de cloro libre o cloro total con una sensibilidad de milésimas de miligramo por litro. Los analizadores de cloro residual son comúnmente usados con analizadores del potencial oxido-reducción (ORP) los cuales no son específicos.

Existen cuatro tipos de monitores de cloro en línea, los cuales emplean tecnología colorimétrica o electroquímica:

- N,N dietil-p-fenilendiamina (DPD)
- Método yodométrico
- Electroodos de membrana polarográficos
- Electroodos amperométricos

El método colorimétrico DPD se basa en el método estandarizado de la sociedad americana

Tabla 5.5 Nivel de utilidad de monitoreo de parámetros en línea en los procesos unitarios (AWWA, 2012)

Proceso	Turbiedad	Sólidos suspendidos	Color	Conductividad/SDT	Acidez/alcalinidad	Temperatura	Cloro
Agua cruda	1	2	2	1	2	1	2
Coagulación	2	2	2	4	2	1	4
Floculación	2	2	4	4	4	2	4
Ablandamiento	2	2	2	2	1	1	4
Clarificación/flotación por aire disuelto	1	2	2	4	4	2	4
Oxidación	4	4	1	4	2	1	1
Filtración	1	4	4	4	4	4	3
Adsorción en carbón activado	2	4	1	4	4	4	4
Desinfección	2	4	4	4	2	1	1
Control de la corrosión	4	4	4	2	1	2	1
Agua tratada	1	3	2	2	2	2	2
Acondicionamiento de lodo	2	2	4	4	4	4	4
Membranas	1	4	1	1	4	1	2
Intercambio iónico	2	4	4	1	4	4	4

para pruebas y materiales (ASTM). En el cual el DPD es oxidado por el cloro para formar dos productos, la intensidad de color que se produce es proporcional a la concentración de cloro libre o residual en la muestra. Se puede usar un colorímetro o un espectrofotómetro para medir la intensidad de color. La mayoría de los monitores colorimétricos DPD disponibles comercialmente requieren la adición de reactivos de manera manual. Dependiendo de la frecuencia requerida de análisis, estos monitores necesitan técnicos que cambien los reactivos diaria o semanalmente. Los sistemas DPD completamente automatizados pueden operar sin necesidad de servicio técnico hasta por 30 días.

El método yodométrico involucra la adición de yoduro de potasio a una muestra de agua para que reaccione con el cloro disponible para formar yodo. El yodo libre que es generado es determinado y correlacionado con la cantidad de cloro presente. El principal problema de este método radica en que no permite distinguir entre el cloro libre y el combinado. Actualmente se encuentran disponibles analizadores yodométricos en línea. La tecnología de los electrodos de membrana polarográficos consiste en un par de electrodos que monitorean el cloro libre. Los electrodos se sumergen en una solución conductiva y aislada de la muestra mediante una membrana semipermeable de cloro. El cloro libre se difunde a través de la membrana y se reduce a cloruro en la superficie de los electrodos, generando un flujo de electrones entre los electrodos. La corriente generada es proporcional a la concentración de cloro en la muestra.

Los electrodos amperométricos consisten en dos combinaciones de sondas que usan un cátodo de platino y un ánodo de plata para medir amperométricamente el cloro residual libre, pH y tempe-

ratura. Una reacción electroquímica ocurre entre los electrodos, dependiendo de la concentración de cloro libre, generando una corriente proporcional. Existen electrodos amperométricos altamente sofisticados que muestrean y realizan mediciones completas automatizadas. La Tabla 5.6 provee una visión general de las tecnologías de monitoreo de cloro en línea disponibles.

5.4.3 MONITOREO DE PH

El pH es uno de los parámetros de calidad del agua más importantes en la operación de las plantas potabilizadoras. Se requiere un control muy preciso de pH en todas las etapas del tratamiento para asegurar la eficiencia de los procesos de clarificación y desinfección. Para efectuar una adecuada desinfección con cloro conviene que el pH sea menor a 8. El pH del agua cruda debe ser controlado para minimizar la corrosión de las tuberías y tanques de almacenamiento. La falta de control en el pH puede provocar la contaminación del agua tratada y en efectos adversos en sabor, color y apariencia. El pH óptimo dependerá de la composición del agua y la naturaleza de los materiales de construcción en los sistemas de distribución (OMS, 2013).

En términos simples, la medición del pH es la medición de la concentración de los iones hidrógeno (H^+) en una muestra de agua, la cual es controlada por el equilibrio dióxido-bicarbonato-carbonato. Un incremento en la concentración de dióxido de carbono disminuirá el pH, mientras que una disminución de la concentración lo aumentará.

La determinación del pH involucra una medición potenciométrica utilizando un electrodo de referencia y un electrodo de vidrio, en el cual la fuerza electromotriz producida varía en forma

Tabla 5.6 Desempeño y características de tecnologías de monitoreo de cloro en línea (AWWA, 2012)

Tipo de sensor	Amperométrico, electrodo dual	Amperométrico, electrodo dual	Colorimétrico (adaptación del método DPD 330.5)	Sensor de membrana polarográfica	Método colorimétrico DPD	Metodo yodo-métrico ASTM
Analito	Cloro libre, pH, temperatura	Cloro libre, pH, temperatura	Cloro libre	Cloro libre	Cloro libre o total	Cloro total
Rango	0-20 mg/L para cloro, 0-14 para pH, 0-50 °C para temperatura	0-20 mg/L para cloro libre y HOCl, 0-14 para pH, 0-100 °C para temperatura	0.5 mg/L	0-2.000, 0-20.00 y 0-200.0 mg/L	0-5 mg/L	0.01-20 mg/L
Exactitud	La resolución es 0.001 mg/L de cloro libre y 0.01 para pH y temperatura	La resolución es 0.1 mg/L de cloro libre, 0.1 para pH y temperatura	± 0.05 mg/L	La linealidad es del 0.5%	± 0.05 mg/L	± 2%
Comentarios	Compensador de temperatura, sistema de alarma	Compensador de temperatura, sistema de control y alarma para pH y cloro	Dos puntos de ajuste para el control del proceso	Se pueden monitorear las cloraminas, control y alarma, compensación de temperatura	El cambio de medición de cloro libre a total se lleva a cabo cambiando los reactivos. Sistema de alarma	No puede distinguir entre cloro libre y total

lineal con el pH. La temperatura afecta la medición, por lo que usualmente el sistema de medición contiene un compensador de temperatura.

Para obtener un dato válido de pH se debe desarrollar un plan de calibración y mantenimiento al menos tan frecuente como se recomiende en el manual del electrodo de potenciometría.

Las características que deben considerarse al comprar un electrodo de potenciometría son: exactitud, requerimientos de calibración, rangos de medición y compensación automática de temperatura (AWWA, 2011).

5.4.4 MONITOREO DE TURBIEDAD

La turbiedad es uno de los parámetros físicos más monitoreados en las plantas potabilizadoras. Aún con los avances tecnológicos que se han logrado para el conteo y medición de par-

tículas, el monitoreo de la turbiedad sigue siendo esencial para determinar la calidad del agua tratada y para el control de los procesos en la potabilización. La turbiedad se refiere a la claridad relativa de una muestra de agua y puede ser técnicamente definida como la propiedad óptica que causa que la luz sea diseminada y absorbida por materia orgánica, en lugar de que sea transmitida. En general, la cantidad de luz diseminada es proporcional a la concentración de sólidos suspendidos en la muestra. La turbiedad debe ser medida constantemente en la etapa de filtración, ya que representa una medición de la eficiencia del tratamiento. Esto hace que el monitoreo en línea del efluente de los filtros sea muy necesaria.

La turbiedad es típicamente medida en el agua cruda, durante el tratamiento para evaluar la eficiencia de cada una de las etapas del tratamiento, y en el agua tratada, antes de que ingre-

se al sistema de distribución. Los dos principales propósitos de realizar un monitoreo en línea de la turbiedad es para verificar el cumplimiento de la norma de agua potable y para llevar a cabo el control de los procesos.

Cuando el influente de la planta es agua superficial, la turbiedad se monitorea para establecer las condiciones de tratamiento (dosis de reactivos) en respuesta a los cambios en la calidad del agua cruda. La turbiedad del agua subterránea también es frecuentemente monitoreada para detectar arena u otros compuestos precipitados, como hierro y manganeso. Otra aplicación del monitoreo en línea es para conocer el momento en que los filtros se han retrolavado eficientemente y entonces detener su lavado. Esta acción ahorra grandes cantidades de agua.

Los criterios más importantes para seleccionar un turbidímetro en línea son su límite de detección y el rango requerido (AWWA, 2012).

Existe una variedad de diseños de turbidímetros que pueden afectar la manera en que el turbidímetro responde a las partículas en una muestra. Las variables más importantes son: la geometría óptica, la fuente de luz y el tipo de fotodetector. Estas variables de diseño juntas influyen en la sensibilidad, estabilidad y límite de detección. Los turbidímetros generalmente se clasifican de acuerdo a la posición de sus fuentes de luz y del fotodetector.

Turbidímetros mono haz. También llamados nefelómetros, consisten en una fuente de luz y un fotodetector, el cual está localizado a 90° con respecto a la luz incidente. El ángulo de 90° minimiza la interferencia de partículas grandes y

maximiza la sensibilidad para partículas pequeñas. Esta configuración es muy útil para aguas con baja turbiedad (< 40 UTN).

Turbidímetros ratio. Este tipo de turbidímetro utilizan sensores adicionales para medir dispersión delantera y trasera. El número de sensores y la geometría varía entre los fabricantes. Se utilizan para aguas con elevada turbiedad, como el agua de retrolavado de filtros o el agua cruda proveniente de un río. Estos medidores, a diferencia de los medidores mono haz, pueden leer muestras con color.

Turbidímetros de cuatro haces modulados. Estos turbidímetros emplean dos fuentes de luz y dos fotodetectores, cada uno localizado a 90° con respecto al otro. El diseño minimiza el error de color y extiende la medición de turbiedad hasta 1 000 UTN. La Tabla 5.7 muestra recomendaciones de tipos de turbidímetros dependiendo de la turbiedad del agua.

5.4.5 CONDUCTIVIDAD/SÓLIDOS DISUELTOS TOTALES

La conductividad/sólidos disueltos totales es un parámetro bien reconocido y en ocasiones indispensable (como en procesos de nanofiltración/ ósmosis inversa) para conocer la calidad de agua o la eficiencia de un proceso de tratamiento. Para este fin se emplean sistemas de medición continua. La conductividad es un parámetro que mide la concentración de iones o sales disueltas en el agua y por consiguiente es un indicador de pureza. La conductividad del agua se expresa en S/cm, que es el producto de la conductancia del agua y del factor geométrico de la celda de conductividad utilizada para su medición.

Tabla 5.7 Requerimientos de diseño de turbidímetros para aplicaciones de tratamiento de agua

Aplicación	Rango de turbiedad (UTN)	Mínimo cambio detectable (UTN)	Tecnología más apropiada
Agua cruda con baja turbiedad	0.5-10	0.2	Haz simple (tungsteno o led) Cuatro haces modulados
Agua cruda con alta turbiedad	5-1000	1	Cuatro haces modulados Ratio
Agua clarificada	0.2 a 10	0.1	Haz simple (tungsteno o led) Cuatro haces modulados
Efluente de filtro	0 a 0.5	< 0.01	Haz simple (laser o led) Cuatro haces modulados
Agua de retrolavado	5 a 5000	0.5	Transmitancia Dispersión de superficie Cuatro haces modulados Ratio

Los electrodos de conductividad usan un sensor con electrodos de metal o grafito, los cuales se ponen en contacto con la solución electrolítica, se aplica un voltaje y la medición de la corriente alterna resultante es usada para determinar la conductancia (Down, 2005). Los dos criterios más importantes para elegir un medidor de conductividad/SDT son: el rango de medición y el ambiente químico al cual el sensor será expuesto. Para agua con características corrosivas se requiere un sensor especial que asegure una razonable vida útil. La conductividad de una solución depende críticamente de la temperatura, por tal razón, las lecturas de conductividad se deben hacer con respecto a una temperatura de referencia con fines comparativos. Los equipos usualmente están provistos de compensadores de temperatura. Las capacidades internas de los nuevos medidores hacen posible la detección de fallas internas por polarización o precipitación de compuestos en el sensor.

Los analizadores de conductividad/sólidos disueltos totales se calibran utilizando soluciones

de cloruro de sodio o potasio. Se recomienda que los medidores en línea se comparen frecuentemente con mediciones realizadas con equipos de laboratorio.

5.5 DISEÑO ARQUITECTÓNICO

En general, una potabilizadora debe armonizar con su entorno y tener un diseño que facilite su limpieza y cause una buena impresión. En lo referente al aspecto constructivo, se debe asegurar principalmente la estabilidad e impermeabilidad de las estructuras. En cuanto a la estabilidad debe prestarse atención a lo siguiente:

- Homogeneidad y resistencia del terreno sobre el que se construye el sistema
- Definición de la carga del terreno
- Acondicionamiento del terreno previo a la cimentación
- Drenaje del terreno que permita controlar los escurrimientos

En cuanto a la impermeabilidad, debe garantizarse la no alteración de la calidad del agua subterránea y evitarse la pérdida de volúmenes de agua. En especial se debe cuidar lo siguiente:

- Seguridad de la cimentación ante asentamientos y movimientos
- Establecimientos de juntas constructivas
- Impermeabilización suficiente en cuanto a los materiales y espesores utilizados

En cuanto a la distribución se debe considerar:

- Organización lógica de acuerdo con una circulación constante del agua y las operaciones previstas
- Explotación y su economía
- Equipamiento técnico y de control adecuados
- Posibilidad de ampliación
- Estructura sencilla y funcional
- Cuidado de la estética de las unidades con el paisaje circundante

5.6 ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL

Por ley, una obra como una planta potabilizadora debe presentar una manifestación de impacto ambiental. Este estudio debe ser realizado por un especialista y el papel del organismo operador es asegurarse que se haga de acuerdo a los requisitos de la autoridad correspondiente, considerando las características propias de la planta.

5.7 ESTIMACIÓN DE COSTOS

Es necesario estimar los costos en las diferentes etapas del proyecto e ir aumentando la exactitud del cálculo. Existen muchos programas que a partir de índices calculan costos aproximados. Se recomienda consultar literatura específica para esto, asegurándose que los índices sean los que deben aplicar no solo al país sino a la región.



6

DESCRIPCIÓN DE LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO

Dados los objetivos del libro, en este capítulo se presentan los principales procesos que se aplican para potabilizar agua.

6.1 COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN

La coagulación-floculación es el proceso mediante el cual se añaden compuestos químicos al agua para reducir las fuerzas que mantienen estable a la materia suspendida, coloidal y disuelta, a fin de fomentar aglomerados que sean removidos del agua por sedimentación. El proceso se lleva a cabo en dos etapas. En la primera o coagulación, las fuerzas interparticulares, responsables de la estabilidad de los coloides, son reducidas o anuladas por la adición de reactivos apropiados. En la segunda o floculación, las colisiones entre las partículas favorecen el crecimiento de flóculos que pueden ser eliminados por sedimentación. Por ello, en la práctica, la primera etapa se realiza mediante un mezclado rápido para dispersar el coagulante y favorecer su contacto con las partículas en suspensión, en tanto que en la segunda se efectúa una mezcla lenta, con el fin de promover la formación y el aumento de tamaño o densidad de los flóculos formados. Estos últimos son eliminados finalmente del agua por medios físicos como la sedimentación, flotación o filtración.

6.1.1 COAGULACIÓN

Aunque el objetivo principal de la coagulación es remover, con la floculación, las partículas suspendidas del agua, también es útil para remover materia orgánica natural y algunos constituyentes inorgánicos disueltos (MWH, 2012).

Recientemente, la coagulación ha adquirido mucha importancia para eliminar compuestos organoclorados como pretratamiento para la adsorción sobre carbón activado. Para ello se pueden utilizar sales de aluminio o de hierro con rendimientos comparables.

El término coagulación química se refiere a todas las reacciones y mecanismos involucrados en la desestabilización de partículas coloidales, de modo que se reduzcan las fuerzas coulombicas de repulsión entre ellas. La desestabilización química de coloides puede ser promovida mediante la adición de un químico llamado coagulante, el cual promueve la formación de flóculos.

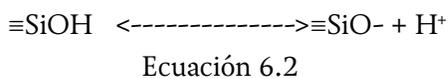
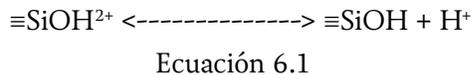
La efectividad de un agente coagulante está relacionada con su carga eléctrica, los iones trivalentes son diez veces más eficaces que los iones divalentes debido a su mayor capacidad de neutralización de la carga opuesta.

6.1.1.1 Estabilidad de las suspensiones coloidales

La mayoría de las partículas presentes en agua natural y residual (inorgánicas y orgánicas) tienen usualmente superficies eléctricamente cargadas con signo negativo, sus tamaños son muy pequeños (0.001 μm - 1 μm) y requieren largos periodos para sedimentar (200 días - 60 años). Estas partículas son llamadas comúnmente coloides.

Las partículas pueden adquirir carga eléctrica mediante los siguientes mecanismos:

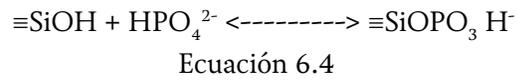
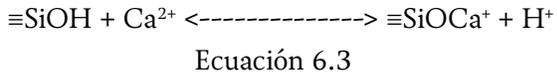
Los grupos de superficie de un sólido pueden reaccionar con agua y aceptar o donar protones. Para una superficie oxidada como sílice, el sitio puede ser indicado con el símbolo $\equiv\text{SiOH}$ y el sitio superficial de ionización reacciona mediante:



En estas reacciones, la carga superficial de un sólido depende de la concentración de protones (H^+) o del pH ($-\log [\text{H}^+]$) de la solución. Mientras el pH incrementa, las ecuaciones se desplazan a la derecha y la carga superficial se vuelve negativa.

Los grupos superficiales pueden reaccionar en agua con solutos cargados eléctricamente.

Usando el grupo superficial de sílice SiOH :



Esta formación de complejos superficiales involucran reacciones químicas entre grupos de una superficie sólida y solutos adsorbibles (por ejemplo iones de calcio y fosfato). La superficie de carga está relacionada con la química de la solución.

La carga superficial puede originarse debido a imperfecciones dentro de la estructura de la partícula; esto es llamado sustitución isomórfica. La sílice tetraédrica tiene una composición promedio de SiO_2 . Si un átomo de aluminio es sustituido por un átomo de silicio durante la formación de la cadena, se formará una estructura cargada negativamente. El tamaño de los coloides es tal que las fuerzas atractivas intermoleculares entre coloides son considerablemente menores que las fuerzas de repulsión ocasionadas por sus cargas eléctricas. Esto crea una condición de estabilidad, en la cual el movimiento browniano mantiene las partículas en suspensión.

6.1.1.2 La doble capa eléctrica

Cuando un coloide o la superficie de alguna partícula se encuentra cargada eléctricamente, iones de carga opuesta se acercan y se atraen fuertemente entre ellos mediante fuerzas de Van der Waals. Rodeando a esta capa de iones (capa de Stern) se forma una capa difusa de iones de la misma carga que el coloide, a esta formación de

capas iónicas alrededor del coloide se le conoce comúnmente como doble capa (Tchobanoglous et al., 2004).

6.1.1.3 Potencial zeta

La medición de la carga en la superficie del coloide es bastante compleja, sin embargo, resulta de interés la medición del potencial en el punto donde se unen la capa difusa y la de Stern. Este potencial es conocido como potencial Z y es importante porque es una buena aproximación del potencial de superficie. El potencial Z puede ser medido fácilmente mediante electroforesis, mientras que la carga de la superficie y su potencial no pueden medirse (Zeta meter, 2005).

El potencial Z mide la carga del coloide y es independiente de la distancia donde la carga es efectiva. Entre mayor es el potencial Z, mayores son las fuerzas de repulsión entre coloides y más estable es la suspensión coloidal. Puede ser una manera efectiva de controlar el comportamiento del coloide puesto que indica cambios en el potencial de la superficie y en las fuerzas de repulsión entre los coloides.

Para coloides en fuentes de agua natural con un pH de 5 a 8, el potencial Z se encuentra entre -14 y -30 milivolts; cuanto más negativo sea el número, mayor será la carga de la partícula. A medida que disminuye el potencial Z, las partículas pueden aproximarse cada vez más aumentando la posibilidad de una colisión. En un sistema convencional de clarificación con un pH de 6 a 8, los coagulantes proporcionan las cargas positivas para reducir la magnitud del potencial Z (Zeta meter, 2005). La coagulación se presenta ordinariamente a un potencial Z que es ligeramente negativo, de manera que por lo

general la carga se neutraliza por completo. Si se añade demasiado coagulante, la superficie de la partícula se cargará positivamente (un potencial Z positivo) y la partícula volverá a dispersarse.

La medición del potencial Z se ha empleado con éxito para controlar las dosis de coagulantes en las plantas, sin embargo, las lecturas del potencial Z por sí solas no son confiables para seleccionar el mejor coagulante. Los resultados obtenidos mediante pruebas de jarras continúan siendo los mejores para seleccionar el coagulante.

6.1.1.4 Mecanismos de coagulación

Coagulación por neutralización de carga

La desestabilización por neutralización de carga superficial involucra la reducción de la carga superficial neta de las partículas en suspensión. Mientras la carga superficial neta disminuye, el espesor de la capa difusa que rodea la partícula coloidal también lo hace y la energía requerida para poner en contacto los coloides es minimizada. Existen dos procesos mediante los cuales se completa la neutralización de carga: los compuestos coagulantes con carga opuesta a las partículas coloidales son adsorbidos en la superficie del coloide, en algunos casos, el coagulante es una partícula muy pequeña que se deposita en la superficie del coloide. Los coagulantes usados comúnmente tienen una fuerte tendencia a depositarse en superficies de partículas coloidales. La tendencia de estos compuestos para adsorberse se atribuye a la poca interacción coagulante-solvente que presentan y a la afinidad química del coagulante hacia el coloide. La heterocoagulación es el mecanismo de desestabilización, similar al proceso de neutralización de carga, mediante la adsorción de especies opuestamente

cargadas al coloide, sin embargo, en este caso el proceso involucra una partícula coagulante que se deposita en otra partícula de carga opuesta.

Coagulación por compresión de la doble capa

El modelo clásico del método de desestabilización de coloides es por compresión de la doble capa. Para afectar la compresión de la doble capa se agrega un electrolito a la suspensión, como por ejemplo NaCl, los iones que tienen carga con signo opuesto a la carga superficial neta de los coloides entran a la capa difusa que rodea a la partícula coloidal. Si se agregan suficientes iones, la capa difusa se comprime, reduciendo la energía requerida para poner a las partículas coloidales en contacto. Una vez que las dobles capas de los coloides se van reduciendo por la adición del coagulante las fuerzas de Van der Waals fuerzan a los coloides a permanecer juntos.

Coagulación por adsorción y puente inter-particular

Este tipo de coagulación involucra la adsorción de especies monoméricas o poliméricas producto de la reacción entre sales metálicas y partículas coloidales encontradas en el agua natural o residual. La desestabilización mediante puente inter-particular ocurre cuando segmentos de un polímero de alto peso molecular adsorbe una o más partículas coloidales; si una sección de polímero con superficie disponible es capaz de adsorber una partícula coloidal adsorbida en otro polímero se forma un puente inter-particular. La molécula de polímero debe ser lo suficientemente larga para extenderse a través de la doble capa eléctrica y unirse a la superficie del coloide.

El exceso de polímero puede provocar la reestabilización de la suspensión coloidal. Se conoce

que ciertos iones como el calcio afectan el proceso de formación de puente químico, aparentemente porque los iones calcio se unen en los sitios de adsorción del polímero (Bradby, 2006).

Coagulación por coprecipitación con hidróxidos metálicos o barrido

Cuando se excede el producto de solubilidad de los hidróxidos metálicos de aluminio y hierro se produce una precipitación rápida de los hidróxidos gelatinosos que explica el fenómeno de remoción de turbiedad. Estos hidróxidos pueden atrapar partículas coloidales a medida que estas aparecen y forman precipitados.

6.1.1.5 Reactivos empleados en la coagulación

En la coagulación se emplean compuestos inorgánicos ayudantes de coagulación y químicos usados para ajustar la alcalinidad y el pH. La Tabla 6.1 muestra los reactivos más comúnmente utilizados en la coagulación.

De los reactivos químicos listados, los que se usan principalmente son las sales de aluminio y hierro, así como las sales prehidrolizadas de estos metales. Estos cationes metálicos hidrolizados están disponibles como sales de sulfato o cloruro en presentaciones líquida y sólida.

El sulfato de aluminio incrementa los sulfatos en el agua y forma flóculos difíciles de sedimentar, por lo que usualmente se emplea con ayudantes de coagulación. El hierro, por otro lado, aumenta la concentración de cloruros en el agua y causa problemas en pH ácidos.

Cuando se agregan iones de aluminio al agua ocurre una variedad de reacciones secuenciales.

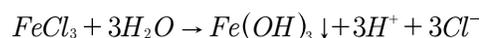
Cuando se agrega sulfato de aluminio al agua la reacción global es:



Ecuación 6.5

Similarmente, las reacciones globales que ocurren cuando se agrega cloruro de hierro o sulfato ferroso son:

Cloruro férrico:



Ecuación 6.6

Sulfato de hierro:



Ecuación 6.7

Tabla 6.1 Principales reactivos usados en potabilización (MWH, 2012)

Clasificación	Fórmula química	Peso molecular	Aplicación
Coagulantes		(g/mol)	
Sulfato de aluminio	$Al_2(SO_4)_3 \cdot 14H_2O$	594.4	Coagulante primario
Aluminato de sodio	$Na_2Al_2O_4$	163.9	Usado junto con sulfato de aluminio controla el pH y alcalinidad
Cloruro de aluminio	$AlCl_3$	160.3	Se usa mezclado con polímeros orgánicos
Policloruro de aluminio	$Al_a(OH)_b(Cl)_c(SO_4)_d$	Variable	Coagulante primario
Polisulfato de aluminio	$Al_a(OH)_b(Cl)_c(SO_4)_d$	Variable	Coagulante primario, producido <i>in situ</i>
Policloruro de hierro	$Fe_a(OH)_b(Cl)_c(SO_4)_d$	Variable	Coagulante primario, producido <i>in situ</i>
Cloruro férrico	$FeCl_3$	162.2	Coagulante primario
Sulfato férrico	$Fe_2(SO_4)_3$	400	Coagulante primario
Ayudantes de coagulación			
Sílice activada	SiO_2	60	Ayudante de coagulación usado con sulfato de aluminio en invierno
Silicato de sodio	$Na_2O(SiO_2)_{3-25}$	242-1562	Ayudante de coagulación, producido <i>in situ</i>
Bentonita	$Al_2Si_2O_5(OH)_4$	258	Mejora la remoción de compuestos orgánicos
Ajustadores de pH y alcalinidad			
Hidróxido de calcio	$Ca(OH)_2$	56.1	Proveer alcalinidad y ajustar el pH
Hidróxido de sodio	$NaOH$	40	Proveer alcalinidad y ajustar el pH
Carbonato de sodio	Na_2CO_3	106	Proveer alcalinidad y ajustar el pH

Después de que los hidróxidos de aluminio, $\text{Al}(\text{OH})_3$, o de hierro, $\text{Fe}(\text{OH})_3$, precipitan, las especies que permanecen en el agua son las mismas que existirían si se hubieran agregado ácidos fuertes (ácido sulfúrico o ácido clorhídrico en cada caso). Un ácido fuerte disminuye el pH y consume alcalinidad. Es por esta razón que al agregar coagulantes como sulfato de aluminio, cloruro férrico o sulfato de hierro se disminuye el pH y se consume la alcalinidad del agua. La alcalinidad es la capacidad de neutralizar un ácido. Si la alcalinidad del agua a potabilizar no es suficiente para amortiguar el pH (prevenir un descenso brusco del pH) será necesario agregar alcalinidad al agua para evitar el descenso del pH, para este fin se agrega hidróxido de calcio, hidróxido de sodio o carbonato de sodio.

Sales de aluminio

El sulfato de aluminio ha sido la sal de aluminio más utilizada debido a su bajo costo y fácil disponibilidad, sin embargo, en la última década han surgido coagulantes alternativos como los policloruros de aluminio (PAC) y los polisulfatos de aluminio (PAS), los cuales han mostrado un mejor desempeño que los coagulantes convencionales como el sulfato de aluminio (alumbre) o cloruro férrico y son, hoy día, ampliamente aplicados para tratamiento de aguas municipales y aguas residuales, especialmente en Europa y Asia.

Sulfato de aluminio

El sulfato de aluminio ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14 \text{H}_2\text{O}$), es por mucho el coagulante más usado. Su forma comercial se conoce como alumbre o sulfato de aluminio. Es un sólido cristalino grisáceo que contiene aproximadamente 17 por ciento en

masa de alúmina (Al_2O_3), soluble en agua. Se presenta en costales de gránulos o polvo y como solución concentrada. El aluminio en gránulos es dosificado con equipos gravimétricos a tanques en los que se prepara la solución (un líquido translúcido) que se transporta al punto de aplicación. Se recomienda no utilizar disoluciones con concentraciones mayores de 8 por ciento de Al_2O_3 en masa a temperaturas cercanas a 0°C , para evitar la sedimentación. Se aplica mediante bombas dosificadoras.

Policloruros de aluminio (PAC's)

Los policloruros de aluminio son relativamente nuevos en el campo del tratamiento del agua. Son coagulantes de aluminio prehidrolizado, que no deben confundirse con los polímeros, ya que no pueden ser descritos con una sola fórmula química debido a que consisten en una serie de compuestos con propiedades diferentes que aseguran su buen rendimiento en diversas aplicaciones y condiciones de operación.

Las características típicas de los PACs que se pueden encontrar comercialmente se muestran en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2 Características típicas de los PACs

Contenido de aluminio	4 a 12.5 %
Basicidad:	17 a 83 % (se recomienda mayor de 35 %)
Aditivos:	Sulfato, sílice, calcio, polímeros orgánicos, etc.
Forma de fabricación:	Diferente grado de polimerización

La combinación de las anteriores características crea diferentes policloruros de aluminio que pueden operar en condiciones diferentes y variar los rendimientos. Es conveniente comparar con respecto a otros coagulantes, como el sulfa-

to de aluminio, las mejoras que se podrían obtener en cuanto a:

- Eficiencia en remoción de partículas
- Disminución en la producción de lodos
- Disminución de aluminio residual
- Funcionamiento en un amplio intervalo de pH
- Disminución en el consumo de alcalinidad
- Rendimiento en agua fría
- Rendimiento de los filtros

También es necesario evaluar si su implementación representa un ahorro económico.

Sales de hierro

Estas sales no han sido tan populares como los químicos a base de aluminio por el hecho de que el color del hidróxido de hierro es oscuro. El proceso generalmente se ve más sucio y los problemas en el proceso son más visibles que cuando se usa el sulfato de aluminio o un PAC.

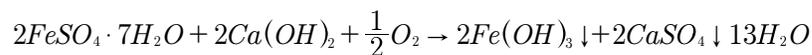
Tienen ciertas ventajas sobre las sales de aluminio:

- Forman un floculo más pesado y de mayor velocidad de sedimentación
- Pueden trabajar con un rango de pH más amplio

Sin embargo, las sales de hierro tienen el problema de que los lodos generados durante el proceso son corrosivos y tienen un color café oscuro que causa manchas.

Las sales de hierro más comunes son: sulfato ferroso, sulfato férrico y cloruro férrico. El sulfato ferroso, $FeSO_4 \cdot 7H_2O$ (conocido también como coperaza), es un sólido cristalino blanco verdoso, subproducto de diversos procesos químicos, principalmente el lavado del acero, de donde se obtiene en forma disuelta en el licor gastado y es procesado para ser vendido en forma granular.

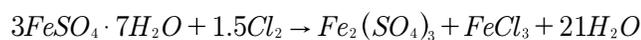
El hierro (Fe^{2+}) que se adiciona al agua precipita como ion férrico (Fe^{3+}), por ello es necesario oxidarlo para hacer la coagulación efectiva, lo cual usualmente se realiza mediante la adición de cloro o cal. La Ecuación 6.8 ilustra lo anterior donde el sulfato ferroso y la cal resultan muy útiles para clarificar agua y ablandarla al mismo tiempo.



Ecuación 6.8

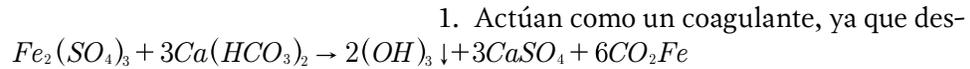
La Ecuación 6.9 muestra la reacción entre sulfato ferroso y cloro. En relación con la cal tiene la ventaja de que la coagulación se puede llevar a cabo en un amplio intervalo de pH, de 4.8 a 11.

De acuerdo con la Ecuación 6.9 cada mg/L de sulfato ferroso requiere 0.13 mg/L de Cl_2 , aunque en realidad se adiciona un poco más para que la reacción se lleve a cabo en su totalidad.



Ecuación 6.9

El sulfato férrico, $Fe_2(SO_4)_3$, es muy útil para remover color a pH extremos. Se presenta comercialmente como gránulos de color café rojizo muy solubles en agua. Reacciona con la alcalinidad natural del agua o los compuestos alcalinos que se adicionen (como la cal o el carbonato de sodio) de acuerdo con la siguiente ecuación:



Ecuación 6.10

El cloruro férrico, $FeCl_3$, se usa como coagulante en aguas industriales y muy poco en potabilizadoras. Ha sido utilizado por muchos años como un acondicionador de lodos (deshidratante de lodos). Su utilización se va extendiendo al presentar ventajas técnicas y económicas con relación a otros coagulantes, especialmente que permite trabajar en un intervalo de pH más amplio. Se encuentra disponible en el mercado sólido o líquido. Es muy corrosivo, por lo que la presentación líquida debe ser almacenada y manejada con cuidado.

Ayudantes de coagulación

Con frecuencia, la coagulación no resulta en un proceso eficiente de separación debido a que los coágulos formados tienen velocidades muy lentas de sedimentación o son muy frágiles y se rompen en los procesos. Para controlar estos problemas se emplean ayudantes de coagulación. Entre ellos se tienen: polímeros orgánicos (polielectrolitos), sílice activada, silicato de sodio, bentonita, arena fina, entre otros.

Los ayudantes de coagulación se usan frecuentemente con aguas que contienen bajas concentraciones de partículas para formar sitios de nucleación que permitan la formación de flóculos grandes que sedimenten rápidamente.

Los polímeros orgánicos son moléculas de cadena larga con una estructura diseñada para tener propiedades químicas distintivas, principalmente carga eléctrica y solubilidad. Los polímeros orgánicos tienen dos principales usos en la potabilización:

1. Actúan como un coagulante, ya que des-

estabilizan las partículas

2. Promueven la formación de flóculos más grandes y resistentes para facilitar la filtración

Sus principales ventajas son reducir la demanda del coagulante, producir una menor cantidad de lodos y darle una mayor estabilidad al flóculo. Además, promueven la formación de lodos densos y fáciles de desaguar en lugar de lodos gelatinosos y poco manejables.

Los polímeros neutralizan la carga de las partículas y forman enlaces entre ellas. Usualmente no se usan como coagulantes primarios y frecuentemente son usados después de que se ha llevado a cabo la coagulación. Estos compuestos aceleran el proceso y disminuyen la dosis del coagulante primario. Son materiales usados en concentraciones relativamente pequeñas (0.1 a 1 mg/L) y generalmente tienen un mayor costo que el coagulante principal.

Los polímeros catiónicos se emplean en particular para la clarificación. Aun cuando su costo es de 10 a 15 veces mayor que el de la alúmina, las ventajas que generan los hacen rentables. También es útil la combinación de polímeros catiónicos y no iónicos para formar un buen

flóculo; los primeros actúan como coagulante y los segundos como ayudantes de coagulación, sin embargo, esta aplicación es muy poco utilizada.

La sílica activada es silicato de sodio tratado con ácido sulfúrico, sulfato de aluminio, dióxido de carbono o cloro. Una solución diluida de sílica activada es neutralizada con ácido y se deja reposar por 2 horas cuidando que no gelifique. Esta solución posteriormente es diluida antes de ser añadida al agua. Sirve para incrementar la velocidad de la reacción, disminuir la dosis de coagulante, ampliar el pH de operación (de 7 a 11) y producir flóculos más resistentes y pesados. La desventaja que tienen estos compuestos frente a los polímeros es que requieren un control de dosificación muy preciso.

Las arcillas bentoníticas se usan para tratar agua con color, baja turbiedad o bajo contenido mineral pues los flóculos formados en estas condiciones con Al o Fe tienen muy mala sedimentabilidad. La arcilla actúa entonces como lastre. La dosis exacta debe ser determinada en pruebas de jarras (Anexo C). Usualmente se emplean entre 10 y 15 mg/L. Otros agentes lastrantes que se han usado son: sílica en polvo, piedra caliza y carbón activado. Este último, con la ventaja de remover otros compuestos por adsorción.

6.1.2 FLOCULACIÓN

La floculación es el proceso mediante el cual una vez que las cargas de los coloides se han neutralizado, se propicia el contacto entre partículas mediante un mezclado suave que incrementa la tasa de encuentros o colisiones entre ellas, aglomerándose para formar flóculos y de esta manera facilitar su precipitación (Romero, 2006).

El mecanismo presenta dos etapas: pericinéctica y ortocinéctica; en la primera etapa, las partículas colisionan y permanecen juntas mientras se mueven bajo la influencia del movimiento browniano, las partículas crecen tan grandes que posteriormente dejan de ser afectadas por el movimiento browniano; en la segunda etapa las partículas se mueven juntas bajo la influencia del movimiento del agua (Bradby, 2006). La resistencia de los flóculos depende de una serie de factores:

- De su tamaño, forma y compactación
- Del tamaño, forma y naturaleza de las micropartículas
- Del número y forma de los ligamentos que unen las partículas

La floculación se realiza mediante la aplicación de energía al agua para producir agitación; el floculador es, por lo tanto, un tanque con algún medio de mezcla suave y lenta, con un tiempo de retención relativamente prolongado. Según sea el tipo de energía usada, los floculadores pueden ser clasificados como mecánicos o hidráulicos. Los floculadores mecánicos son aquellos que requieren una fuente de energía externa que mueva un agitador (rotores o paletas) y los hidráulicos son los que utilizan la energía del agua a través de una pérdida de carga hidráulica.

Los floculadores hidráulicos más comunes son los de flujo horizontal y los de flujo vertical. El floculador de flujo horizontal consiste en un tanque de concreto dividido por tabiques, baffles o pantallas de concreto u otro material adecuado, dispuestos de manera que se propicie un recorrido de ida y vuelta alrededor de los extremos libres de los tabiques. En general, los floculadores hidráulicos con una velocidad de flujo apropiada y un número adecuado de baffles para asegurar

suficientes curvas, proveen floculación efectiva (Romero, 2006).

En la práctica, los floculadores hidráulicos de flujo horizontal se usan para plantas pequeñas, con caudales menores de 50 L/s; los de flujo vertical, que se construyen más profundos (2-3 m), se usan para plantas con caudales mayores a 50 L/s (Romero, 2006).

En comparación con los floculadores mecánicos, se pueden señalar como desventajas de los floculadores hidráulicos: la alta pérdida de carga (30-150 cm) y la poca flexibilidad de control en el grado de mezcla para caudales variables. Entre las ventajas se destacan la inexistencia de equipo mecánico y requerimiento mínimo de mantenimiento.

En los floculadores mecánicos se introduce potencia al agua para asegurar una mezcla lenta mediante agitadores externos. El tipo de agitador mecánico más usado es el de paletas, ya sean de eje horizontal o vertical, las paletas imparten un movimiento rotatorio al agua, así como una turbulencia interna. Como el grado de mezcla óptimo es variable según la calidad del agua, se recomienda que el equipo sea también de velocidad variable (Romero, 2006).

6.1.2.1 Factores que afectan la coagulación-floculación

El desempeño de la coagulación floculación depende de muchas variables, como la naturaleza de la turbiedad, tipo y dosis del coagulante, pH del agua, composición química de la misma y condiciones de mezclado. De todas, las que se pueden controlar en la práctica son: dosis de reactivos, tipo de coagulante y ayudante de coagulación, así como las condiciones de mezclado

(gradiente de velocidad, tiempos de residencia). Estos parámetros se determinan en laboratorio, mediante la prueba de jarras (Anexo C), ensayos piloto y con base en la experiencia, dependiendo principalmente del tipo de agua a tratar. Además, el diseño de las unidades debe ser flexible a las variaciones en gastos y características del agua.

6.1.2.2 Gradiente de velocidad

El gradiente de velocidad es una medida de la intensidad de mezclado y es el cambio de velocidad que ocurre dentro del líquido. Se define como $\Delta v/\Delta y$, donde y es la distancia entre dos puntos o planos y v es la velocidad.

La ecuación general para el cálculo del gradiente es la siguiente:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}} \quad \text{Ecuación 6.11}$$

donde:

- G = Gradiente de velocidad (s^{-1})
- P = Potencia ($kg\ m^2/s^3$)
- V = Volumen (m^3)
- μ = Viscosidad dinámica ($\approx 10^{-3}$ para agua a $20\ ^\circ C$)

Análisis dimensional:

$$s^{-1} = \sqrt{\frac{\frac{Kg\ m^2}{s^2}}{\frac{Kg\ m}{s^2} \frac{s}{m^2} m^3}} = \sqrt{\frac{1}{s^2}}$$

La agitación del agua mediante mezcla hidráulica o mecánica produce gradientes de velocidad cuya intensidad controla el grado de floculación produ-

cido. El número de colisiones entre partículas está relacionado con el gradiente de velocidad.

En mezcladores hidráulicos la energía de mezclado se disipa mediante una pérdida de carga, la potencia disipada es igual al producto de la pérdida de carga por el caudal:

$$P = \Delta H(g)(Q)(\gamma) \quad \text{Ecuación 6.12}$$

Análisis dimensional: Análisis dimensional:

$$Watt = m \frac{m}{s^2} \left(\frac{m^2}{s} \right) \frac{kg}{m^3} = \frac{kg \ m^2}{s^3}$$

donde:

- P = potencia (watts)
- Q = caudal (m^3/s)
- γ = densidad (kg/m^3)
- ΔH = pérdida de carga (m)
- g = constante de gravedad ($9.8 \ m/s^2$)

Combinando la Ecuación 6.11 con la Ecuación 6.12 se obtiene:

$$G = \sqrt{\frac{\Delta H g \gamma}{\mu \tau}} \quad \text{Ecuación 6.13}$$

Análisis dimensional:

$$Watt = m \frac{m}{s^2} \left(\frac{m^2}{s} \right) \frac{kg}{m^3} = \frac{kg \ m^2}{s^3}$$

donde:

- G = gradiente (s^{-1})
- τ = tiempo de residencia (s)

6.1.2.3 Importancia del mezclado en la coagulación

Tal vez el factor menos entendido durante la coagulación es el efecto del mezclado de los químicos en el agua a ser tratada. Los coagulantes hidrolizan y comienzan a polimerizar en fracciones de segundo después de ser agregados al agua (Tchobanoglous et al., 2004). La importancia del mezclado rápido e intenso de sales metálicas es de importancia crítica, especialmente cuando las sales metálicas son usadas como coagulantes para disminuir las cargas eléctricas superficiales de las partículas coloidales; la coagulación por barrido es más lenta y ocurre en uno a siete segundos. Por lo tanto, para la coagulación por neutralización de carga los coagulantes deben dispersarse en el agua cruda tan rápido como sea posible, en menos de un segundo. Para la coagulación por barrido no son tan importantes tiempos tan extremadamente cortos, puesto que la coagulación se presentará predominantemente por entrapamiento de los coloides dentro del precipitado del coagulante. Lo anterior explica por qué en algunos estudios se recomienda la mezcla instantánea del coagulante, mientras que en otros se ha encontrado que el tiempo óptimo de mezcla fue de varios minutos y que su instantaneidad no era esencial para una buena floculación, por lo tanto se observan criterios o guías muy diferentes para el dimensionamiento de cámaras y equipos de mezcla rápida (Romero, 2006).

Se ha demostrado que altos gradientes de velocidad en la coagulación reducen la dosis de reactivo requerida y maximizan el tamaño del flóculo (Binnie et al, 2002).

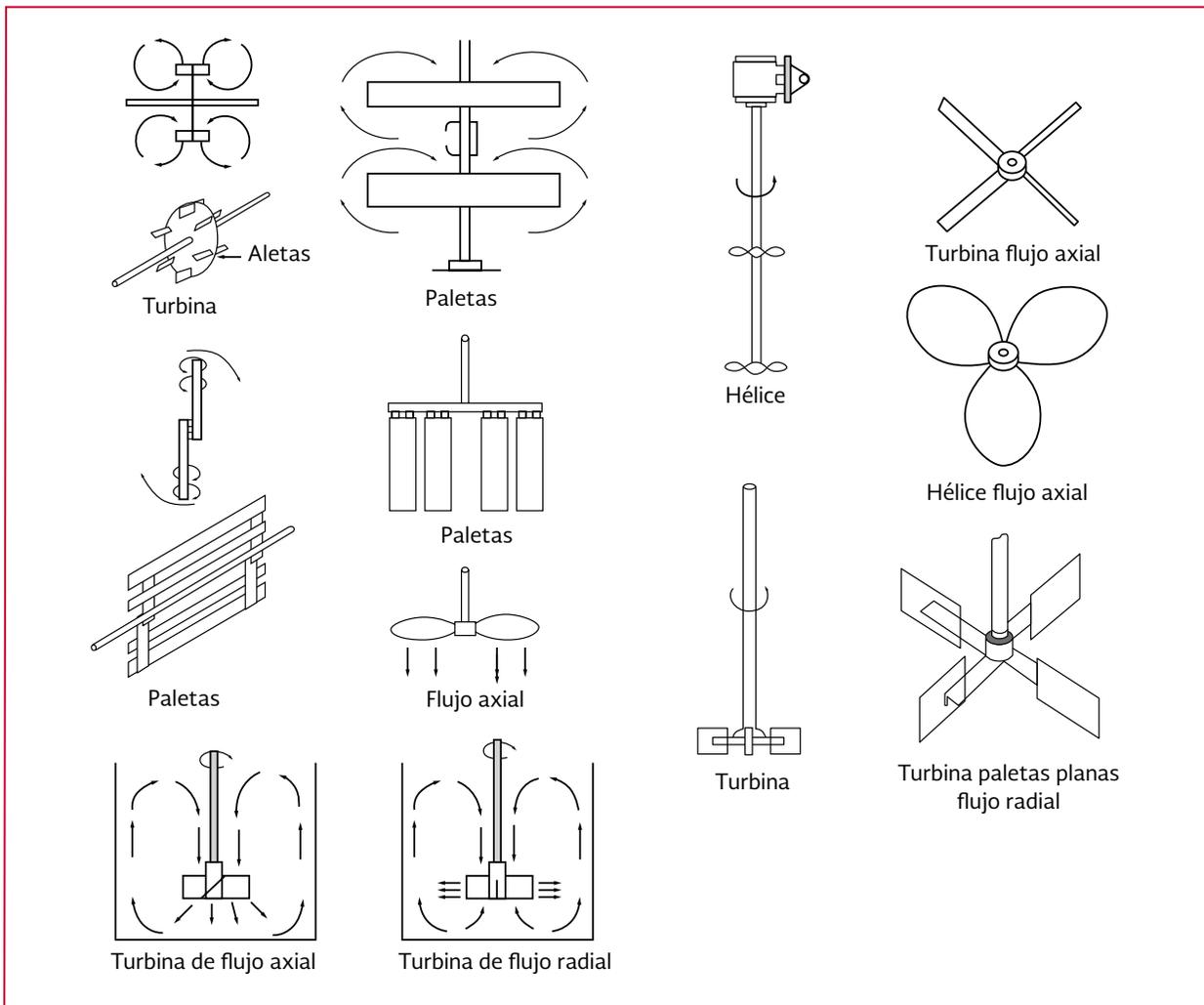
La mezcla rápida puede efectuarse mediante turbulencia, provocada por medios hidráulicos o mecánicos, tales como resaltos hidráulicos en canales, canaletas Parshall, vertederos rectangulares, tuberías de succión de bombas, mezcladores mecánicos en línea, rejillas difusoras y tanques de mezcla rápida (Romero, 2006).

En los mezcladores hidráulicos, la mezcla se ejecuta como resultado de la turbulencia que existe en el régimen de flujo; en los mecánicos, la mezcla se induce mediante impulsores rotatorios tipo hélice o turbina. Los de tipo hélice generan corrientes axiales fuertes que crean gran intensidad de mezcla y se han usado para mezcla de

alta velocidad con rotaciones de hasta 2000 r/min. Los impulsores de paletas generan principalmente corrientes radiales y tangenciales y se usan más en floculación con velocidades rotacionales bajas (2-150 r/min) debido a la mayor área expuesta al agua.

El término turbina se aplica indistintamente a una gran variedad de formas de impulsores; consisten por lo regular en varias aletas rectas montadas verticalmente sobre una placa plana, aunque también se usan las de aletas curvas. La rotación se hace a velocidades moderadas y las corrientes generadas son principalmente de dirección radial y tangencial. La Ilustración 6.1

Ilustración 6.1 Tipos de agitadores (Romero, 2006)



muestra los diferentes tipos de agitadores; las flechas indican las diferentes trayectorias de flujo creadas por las unidades de agitación.

Las turbinas de flujo axial mueven el líquido paralelamente al eje del impulsor, mientras que las de flujo radial lo mueven en forma perpendicular al eje de rotación. Las componentes axial y radial son buenas para la mezcla; la componente tangencial puede limitar la magnitud de la mezcla al causar vórtice. En la práctica, la mezcla es el resultado de las tres componentes (axial, radial y tangencial). El vórtice o remolino másico del fluido debe restringirse en todos los tipos de impulsores, pues causa una reducción en la diferencia entre la velocidad del fluido y la del impulsor, disminuyendo la efectividad de la mezcla. Cuando el tanque de mezcla es pequeño el vórtice puede prevenirse instalando cuatro o más pantallas de 1/10 del diámetro del tanque para romper el movimiento másico rotatorio y promover la mezcla vertical (Romero, 2006).

6.1.2.4 Importancia del mezclado en la floculación

Diferentes estudios sobre floculación han demostrado los efectos adversos de efectuar mucha o poca agitación, así como las ventajas de realizar la floculación de manera gradual, es decir, disminuir la intensidad de mezcla a lo largo de la cámara de floculación. Un gradiente de velocidad alto puede romper el flóculo e impedir que adquiera un tamaño adecuado para su sedimentación rápida; un gradiente muy bajo no produce suficiente agitación, no permite una compactación suficiente ni una floculación completa. No obstante, cuando el flóculo no es suficientemente fuerte, puede ser necesario un gradiente de velocidad tan bajo como 5 s^{-1} , a menos que sean aceptables flóculos muy pequeños. Cuando la

resistencia del flóculo es alta, son deseables gradientes de velocidad tan altos como 100 s^{-1} pues así se promueve un flóculo compacto de buena sedimentabilidad y filtrabilidad (Romero, 2006).

Tanto en floculadores hidráulicos como mecánicos se emplea a menudo la floculación gradual; es decir, que la mezcla se reduzca progresivamente, de tal manera que al final del periodo de floculación el esfuerzo cortante sobre el flóculo preformado sea mínimo y se facilite la formación de partículas más grandes, con mayor sedimentabilidad. En floculadores mecánicos se recomienda proveer por lo menos tres compartimientos sucesivos, separados por pantallas difusoras permeables, para minimizar el corto circuito (Romero, 2006).

6.1.2.5 Criterios de diseño de mezcladores y floculadores

Los valores de diseño típicos para la mayoría de los sistemas de mezcla rápida mecánica proveen tiempos de retención de 10 a 60 s y gradientes de 600 s^{-1} a 1000 s^{-1} .

Para una dosis mínima de químicos, en la cual la desestabilización coloidal se lleva a cabo mediante neutralización de carga o compresión de la doble capa, se recomienda un valor de gradiente cercano a 5000 s^{-1} , mientras que cuando se agregan polímeros se aconsejan valores de gradiente entre 300 y 1000 s^{-1} (Smethurst, 2002).

Para mezcladores hidráulicos resultan más aconsejables gradientes de velocidad entre 1000 y 2000 s^{-1} , sin embargo, los valores óptimos de G y t dependen de la composición química del agua, de la naturaleza y de la cantidad de coloides presentes.

Los valores de gradiente recomendados para el proceso de floculación según Smethurst (2002) se encuentran entre 20 y 100 s⁻¹, mientras que los tiempos de floculación son de 10 a 60 minutos. Para floculadores hidráulicos se recomienda un gradiente de 10-100 s⁻¹ y un tiempo de retención de 15-20 minutos.

Cuando la floculación se realiza en una unidad independiente, la velocidad en los conductos de trasvase debe ser de 0.15 a 0.3 m/s para evitar que se rompa el flóculo. Al diseñar un floculador se debe considerar:

- El tipo de mezclado (hidráulico o mecánico)
- Características físicas, se establece si el tanque floculador será parte del clarificador, o bien, una estructura independiente
- Determinar el número de tanques requeridos, incluso para cuando se alcance la capacidad máxima a futuro
- Definir el número de etapas de mezclado y el nivel de energía de mezclado en cada etapa
- Determinar el número de mamparas que pueden usarse para minimizar zonas muertas

6.2 SEDIMENTACIÓN

La sedimentación o clarificación es la remoción de partículas, flóculos químicos y precipitados de una suspensión en un tanque que actúa por gravedad. La sedimentación se emplea para eliminar la fracción de sólidos sedimentables de los sólidos en suspensión (60 por ciento de los sólidos que son perceptibles a simple vista en el agua). Se consideran sólidos sedimentables a las partículas que por su tamaño y peso sedimen-

tan en una hora. Estos sólidos pueden ser los originalmente presentes en el agua, o bien, los flóculos o precipitados formados durante algún tipo de proceso químico (como coagulación-floculación). La cantidad de sólidos sedimentables se expresa en mililitros de sólidos por litro de agua pero también se da en partes por millón, en peso. Se le da el nombre de sedimentador a la estructura que sirve para reducir la velocidad del agua de tal forma que puedan sedimentar los sólidos sedimentables.

Los diversos tipos de suspensiones de sólidos presentan características decantables significativamente distintas. El desarrollo y aplicación de la sedimentación para la clarificación de un agua debe, por tanto, estar basada en el entendimiento del proceso y de las variables que pueden modificar su eficiencia.

Los sólidos en suspensión de las aguas superficiales y subterráneas no pueden ser descritos como partículas discretas de peso específico y tamaño conocido y uniforme. Más bien, estos sólidos están compuestos por un amplio espectro de partículas de diferentes tamaños y características. En general, las partículas más grandes decantan con velocidades rápidas, adelantándose a las partículas más finas durante su descenso. El viento, las perturbaciones hidráulicas, corrientes inducidas por densidad o temperatura producen efectos de corte y turbulencia que aumentan el contacto entre partículas. Si cualquiera de las partículas que interactúan tiene características aglomerantes, se da un crecimiento de flóculos. Cuanto mayor es la profundidad del tanque mayor es la oportunidad de contacto. Por tanto, la eliminación depende de la profundidad del tanque así como de las propiedades del fluido y de las partículas. Otras variables que afectan la velocidad de sedimentación son (CEPIS, 2005):

- Corrientes de densidad. Son las corrientes que se producen dentro del tanque por efecto de las diferencias de densidad en la masa de agua y son ocasionadas por un cambio de temperatura (térmica) o por diferencias en la concentración de las partículas suspendidas en las distintas masas de agua (de concentración)
- Corrientes debidas al viento. El viento puede producir corrientes de suficiente intensidad como para inducir cambios en la dirección del flujo y alterar el equilibrio de las masas
- Corrientes cinéticas. Pueden ser debido al diseño impropio de la zona de entrada o de salida (velocidad de flujo excesiva, zonas muertas, turbulencias) o por obstrucciones en la zona de sedimentación

La información básica requerida para llevar a cabo el diseño de un sedimentador es:

- Caudal de Diseño. Las unidades en una planta de tratamiento serán diseñadas para el caudal máximo diario
- Calidad fisicoquímica del agua. Dependiendo de la calidad del agua cruda, se seleccionarán los procesos de pretratamiento y acondicionamiento previo
- Características del clima. Variaciones de temperatura y régimen de lluvias

Los parámetros que determinan el tamaño de los sedimentadores son: tiempo de retención, carga hidráulica, carga en los vertedores y para los sedimentadores horizontales, la velocidad. El tiempo de retención se calcula a partir del gasto promedio diario:

$$t = \frac{V}{Q} \quad \text{Ecuación 6.14}$$

donde:

- t = tiempo de retención en h
- V = volumen del tanque en m^3
- Q = gasto promedio diario en m^3/h

Frecuentemente a los sedimentadores se les llama clarificadores, ya que reducen de manera notable las partículas perceptibles a simple vista.

La carga en los vertedores se calcula dividiendo el gasto promedio diario entre la longitud total de los vertedores, expresando el resultado en m^2/d .

La carga hidráulica, que representa la velocidad de sedimentación de las partículas de menor tamaño (más lentas) que se desea remover, se obtiene por medio de estudios de laboratorio, básicamente representa:

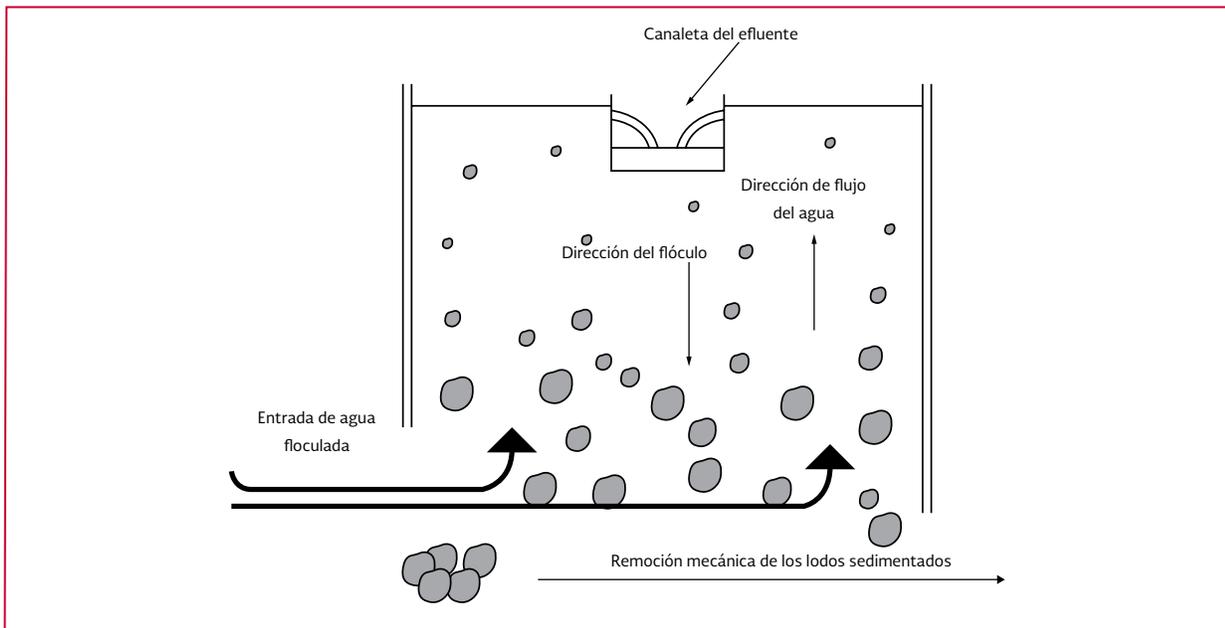
$$V_0 = \frac{Q}{A} \quad \text{Ecuación 6.15}$$

donde:

- V_0 = carga hidráulica en $m^3/(m^2 h)$
- Q = gasto promedio diario en m^3/h
- A = superficie total de sedimentación en m^2

La mayor parte de los clarificadores son de flujo horizontal o bien ascendente; en estos último el agua entra por la parte inferior del sedimentador y sube hasta los drenes del efluente, por lo que las partículas floculadas sedimentan en dirección contraria al flujo y son continuamente removidas del fondo del tanque por presión hidrostática o por medio de un mecanismo de rastras (Ilustración 6.2). Las partículas con velocidad de sedimentación superior a la carga hidráulica Q/A son retenidas, en tanto que las más ligeras, con velocidades inferiores, quedan inmersas en el efluente. La función primaria de los sedimentadores es eliminar materia decantable, pero además deben permitir

Ilustración 6.2 Tanque de sedimentación conceptual



recoger y descargar los lodos que se sedimentan, así como concentrarlos, de manera que se eliminen con el menor contenido de humedad posible para facilitar su manejo, tratamiento y disposición.

Debido a que en la práctica una fracción de la materia en suspensión del agua está compuesta por sólidos de baja densidad que flotan en lugar de decantar, el sedimentador debe estar provisto de un sistema que permita recogerlos y evacuarlos. A estos sólidos se les asigna el nombre de espumas y contienen también grasas y aceites. Generalmente se recomienda que el diseño del tanque se base en los resultados de los experimentos decantación-velocidad, obtenidos mediante pruebas de tratabilidad realizados en tubos de al menos 0.15 m de diámetro con puntos de muestreo cada 0.45 m (la prueba se describe en el Anexo E).

6.2.1 TIPOS DE SEDIMENTADORES

Los tipos de tanques de sedimentación empleados en las plantas de potabilización son rectan-

gulares o circulares con flujo horizontal o vertical, o bien clarifloculadores (unidades en donde se lleva a cabo el proceso de floculación y sedimentación) con dispositivos mecánicos para la recolección de lodos. La selección del tanque depende del tamaño de la instalación, de las condiciones locales del terreno, la configuración de las unidades de tratamiento y de la estimación de los costos, entre otros. La Tabla 6.3 muestra las ventajas y desventajas de cada uno de ellos, así como sus aplicaciones típicas. Se deberá disponer de dos o más tanques de sedimentación con objeto de que el proceso permanezca en funcionamiento mientras que uno de ellos esté fuera de servicio por reparación, inspección o mantenimiento. En plantas grandes, el número de tanques está determinado principalmente por las limitaciones del terreno.

6.2.1.1 Sedimentador rectangular

Los sedimentadores rectangulares dispuestos longitudinalmente lado a lado, con una pared común entre ellos, han probado ser efectivos y

Tabla 6.3 Desventajas, ventajas y aplicaciones de los diferentes tipos de sedimentadores (MWH, 2012)

Aplicaciones típicas	Ventajas	Desventajas
Sedimentadores rectangulares de flujo horizontal		
Plantas municipales de gran capacidad	Más tolerante a cambios bruscos en caudal y calidad del agua Desempeño predecible Facilidad de operación y bajos costos de mantenimiento Se pueden adaptar fácilmente módulos de alta tasa	Requiere un cuidadoso diseño de las estructuras Requiere que el proceso de floculación se realice por separado
Sedimentadores circulares		
Plantas municipales pequeñas y de mediana capacidad Se recomienda cuando el caudal y la calidad del agua es constante	Geometría compacta y económica Los lodos se pueden retirar fácilmente Alta eficiencia de clarificación	Presenta problemas de corto circuito Poca tolerancia a cambios bruscos en el caudal y calidad del agua Necesita más supervisión durante la operación
Clarifloculadores		
Ablandamiento Se recomienda cuando el caudal y la calidad del agua es constante Plantas que tratan agua con baja concentración de sólidos	Alta eficiencia en ablandamiento y remoción de turbidez La floculación y sedimentación se lleva a cabo en una sola unidad	Sensible al cambio de temperatura Poca tolerancia a cambios bruscos en el caudal y calidad del agua La operación de la planta depende de un solo motor para el mezclado

económicos. Esta configuración reduce también el área requerida. Además, el proceso de floculación puede ser incorporado junto a la entrada del tanque de sedimentación, disminuyendo el bombeo y mejorando la distribución del caudal, así como el riesgo de rompimiento de los flóculos. La entrada al sedimentador debe estar diseñada para distribuir el flujo uniformemente a baja velocidad. La velocidad permitida del agua es de 0.15 a 0.6 m/s. Uno de los métodos más prácticos y efectivos para lograr la distribución homogénea de caudal es la implementación de una pared difusora (con orificios de 100 a 200 mm de diámetros idénticos). Los tanques se diseñan para que el agua fluya lentamente con un mínimo de cortos circuitos. Para retirar los lodos se colocan sistemas mecánicos recolectores (como rastras montadas en cadenas sin fin que transportan suavemente los lodos hasta la tolva). La Ilustración 6.3 muestra un diagrama de sedimentador rectangular con flujo horizontal. Las relaciones geométricas comunes para las

unidades rectangulares son como se muestran en la Tabla 6.4:

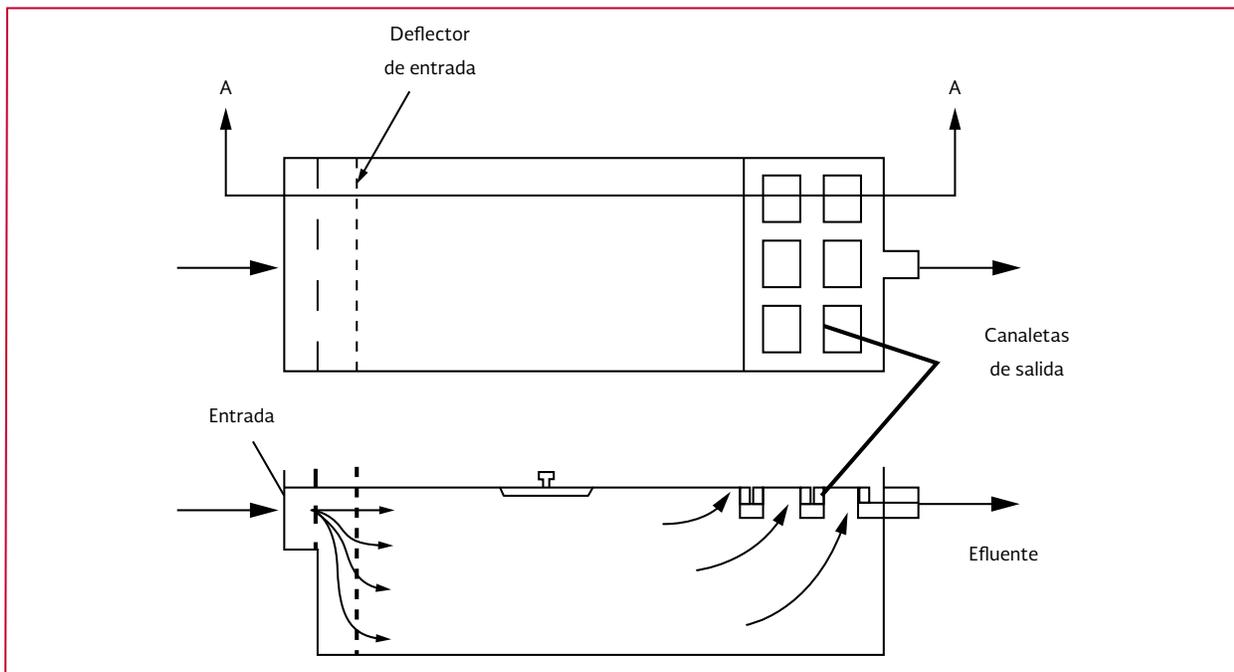
Tabla 6.4 Relaciones geométricas para unidades rectangulares

Parámetro	Valor
Longitud : ancho	4:1 o mayor
Ancho : profundidad	3:1 a 6:1
Longitud : profundidad	15:1
Profundidad	3-5 m
Tiempo de retención	1.5-4 h
Número de Reynolds	< 20 000

6.2.1.2 Sedimentador circular

Los sedimentadores circulares, también llamados sedimentadores de flujo ascendente, han sido utilizados en muchos casos porque permiten emplear sistemas de extracción de lodos circulares “libres de problemas” y tienen costos de inversión bajos. Sin embargo, tienden a utilizar

Ilustración 6.3 Diagrama de un sedimentador rectangular con flujo horizontal



más bombeo. Estos tanques pueden ser alimentados centralmente o en la periferia.

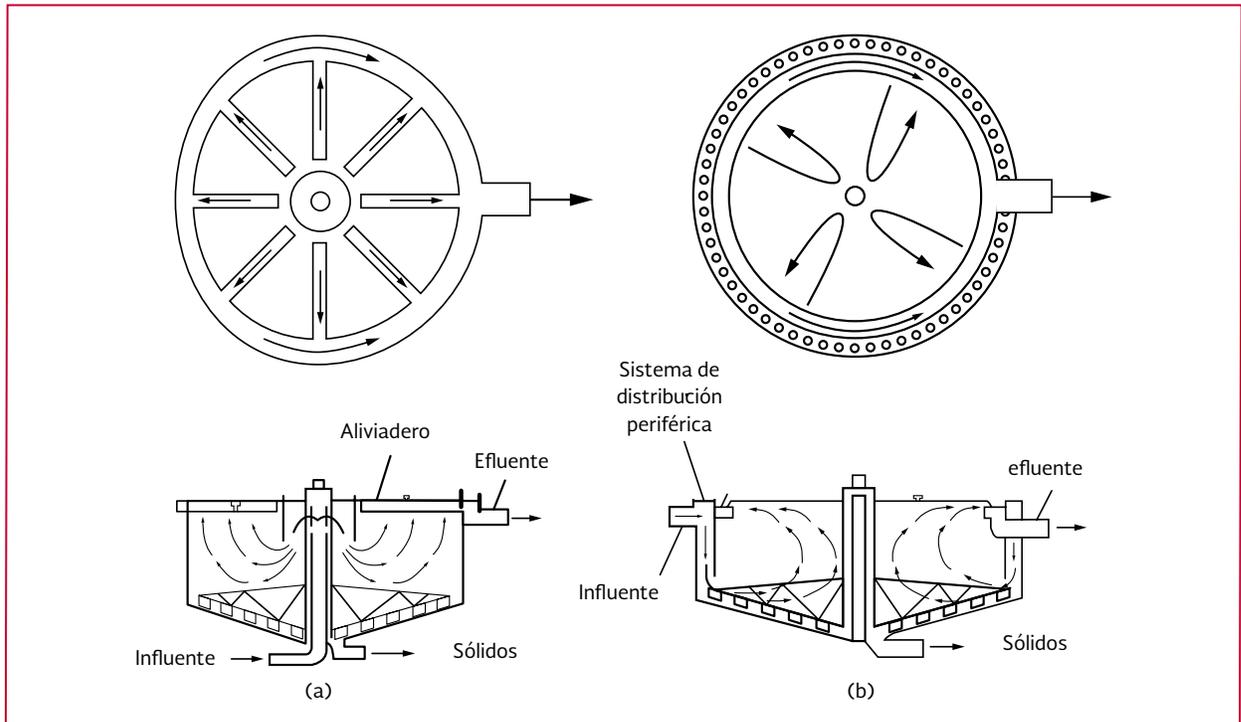
La Ilustración 6.4a muestra un clarificador circular donde el influente entra por la parte central y sale mediante canales situados en la periferia. La Ilustración 6.4b muestra un sistema en el cual tanto el influente como el efluente se colectan periféricamente. El brazo para remover el lodo gira lentamente alrededor de un eje y pueden ser rastras o un tubo con aperturas. Este mecanismo, en lugar de actuar por arrastre, succiona los sólidos y los transporta a la parte inferior del tanque.

El diseño de los sedimentadores circulares requiere de consideraciones cuidadosas sobre factores como la carga superficial, la distribución uniforme del flujo en la zona de sedimentación y la minimización de cortos circuitos.

6.2.1.3 Sedimentadores de alta tasa

El término alta tasa se refiere a la colocación de módulos de pequeños tubos o placas paralelas inclinadas generalmente a 60° , situados en la zona de sedimentación, los cuales permiten una sedimentación gravitacional más eficiente. Sin embargo, requieren de grandes áreas, las cuales no siempre están disponibles. El tiempo de retención para un módulo de placas es de 15 a 20 minutos y de 6 a 10 minutos para módulos de tubos, dependiendo la carga superficial. Esta última se calcula considerando el área del tanque cubierta por el módulo de sedimentación y es por lo general de 2.5 a 6.5 m/h para flóculos de aluminio y de 3.8 a 7.5 m/h para flóculos pesados. La eficiencia de sedimentación de módulos con elevadas cargas hidráulicas es equivalente a un sedimentador convencional con un tiempo de retención de 1.5 a 4 h y una carga superficial de 1.25 - 2.5 m/h.

Ilustración 6.4 Clarificador circular (MHW, 2012)



En un módulo de placas, el agua entra en forma ascendente. Bajo condiciones normales, el floculo sedimentado cae en la pendiente del plano inclinado o en los tubos y resbala hacia el fondo del tanque para una posterior remoción mecánica de lodos.

El diseño de módulos de sedimentación de alta tasa debe cubrir los siguientes puntos:

- Velocidad de sedimentación y características de la materia suspendida
- Velocidad del flujo en el módulo de sedimentación
- Carga superficial
- Selección apropiada de la unidad de colección de lodos
- Espaciamiento del lavado cuando esté instalado el módulo
- Sistema de soporte

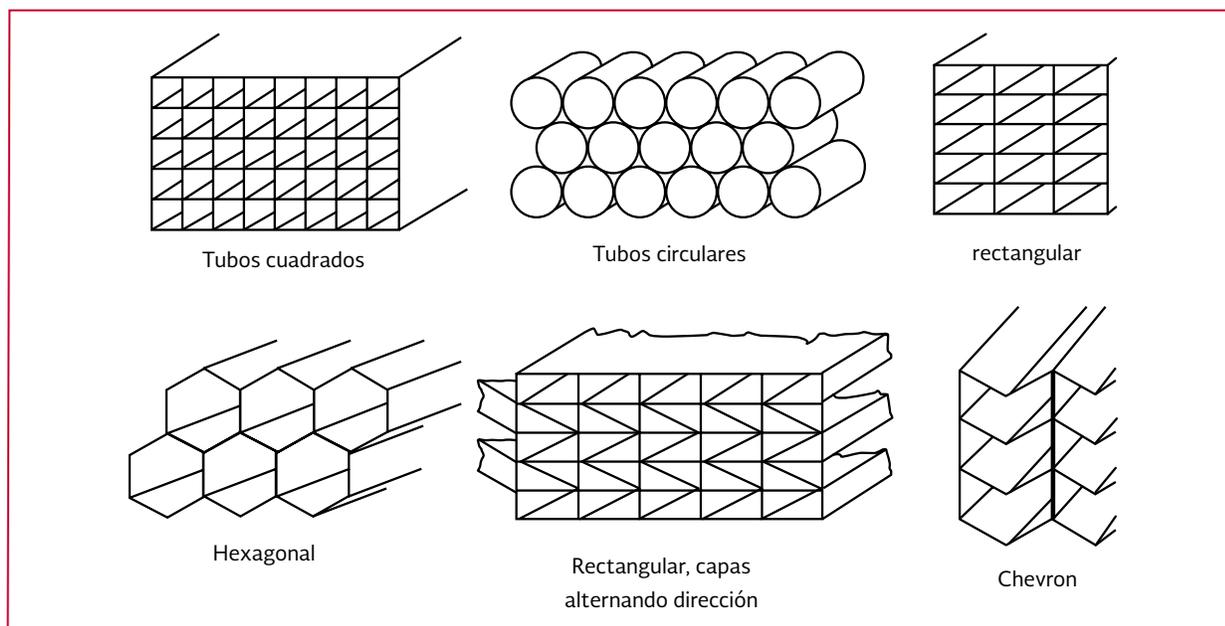
La Ilustración 6.5 muestra las configuraciones típicas de módulos de alta tasa.

Los criterios de diseño empleados deben ser conservadores y considerar un flujo no uniforme a la entrada como resultado de la densidad. El diseño de entrada es muy importante debido a que es esencial tener un flujo uniforme.

En el caso de un tanque rectangular, el primer cuarto de la longitud está desprovisto de módulos. Esto permite que floculos más pesados sedimenten de manera natural y también generar una zona de amortiguamiento.

La velocidad de flujo promedio es de 0.15 a 0.2 m/min, por lo general empleada para floculos de aluminio. El número de Reynolds debe estar por debajo de 20 000 y el número de Froude debe ser mayor de 10^{-5} .

Ilustración 6.5 Configuraciones típicas de módulos de alta tasa



6.2.1.4 Unidad de manto de lodos pulsante o de vacío

Estas unidades son comunes en las plantas potabilizadoras del país y tienen un funcionamiento diferente a los explicados anteriormente. Esencialmente consisten en un tanque cuadrado o circular, en cuyo centro se coloca una campana o cápsula de vacío, en la cual periódicamente se disminuye la presión interna con una bomba especial, de modo que el agua asciende por la campana hasta un cierto nivel y luego se descarga en el tanque produciendo la expansión de los lodos y que se bote el exceso de estos a los concentradores de lodos. Esta periódica expansión y contracción del manto se usa para homogeneizar el lodo. Con esto se evitan las grietas o canales que permitirían el paso directo de la turbiedad y la acumulación de las partículas más pesadas en el fondo de la unidad.

Entonces, el sistema requiere dos tiempos (Ilustración 6.6). En el primero, la válvula de aire V se encuentra cerrada. El flujo asciende por la

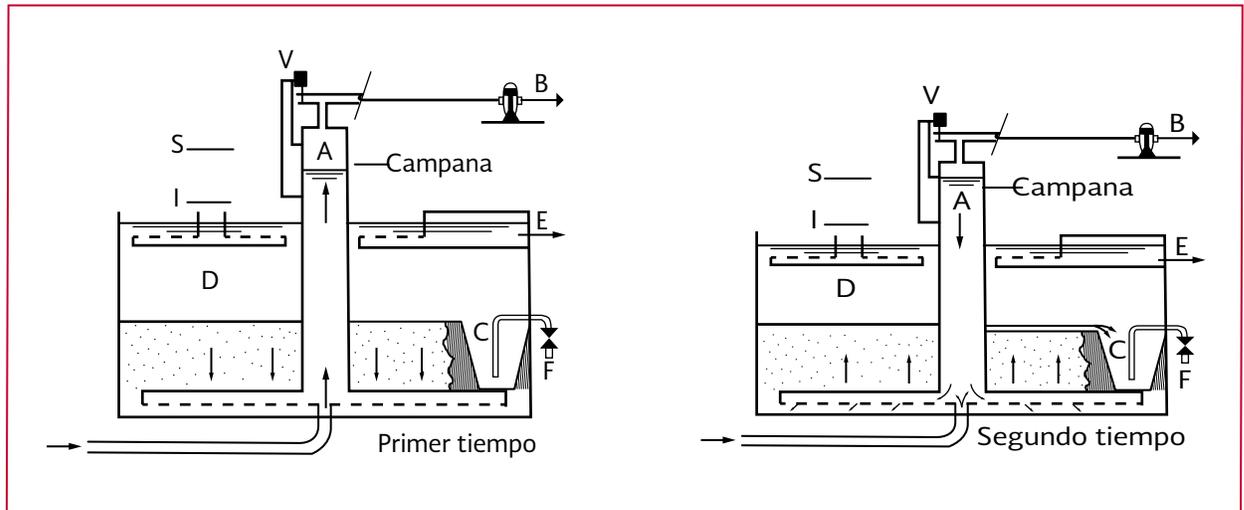
campana A, mientras que el agua en el decantador D permanece en reposo, de manera que puede decantar.

En el segundo tiempo, al alcanzar el agua el nivel S en la campana, la válvula de aire V se abre y el agua de la campana penetra en el decantador D. Entonces los lodos se elevan con el flujo y el exceso penetra en el concentrador C. El agua decantada se recoge en E. Cuando el flujo alcanza el nivel I en la campana A, se cierra la válvula V. Los lodos depositados en el concentrador se extraen automáticamente por medio de válvulas F (CEPIS, 2004).

6.2.1.5 Clarifloculadores

Los clarifloculadores con frecuencia son denominados unidades de contacto de sólidos, floculadores de lechos de lodos o tanques ascendentes. Combinan el proceso de la floculación con la sedimentación en un solo tanque. La Ilustración 6.7 muestra el esquema de un clarifloculador. La zona de floculación se divi-

Ilustración 6.6 Unidad de manto de lodos pulsante, primer y segundo tiempo (CEPIS, 2004)

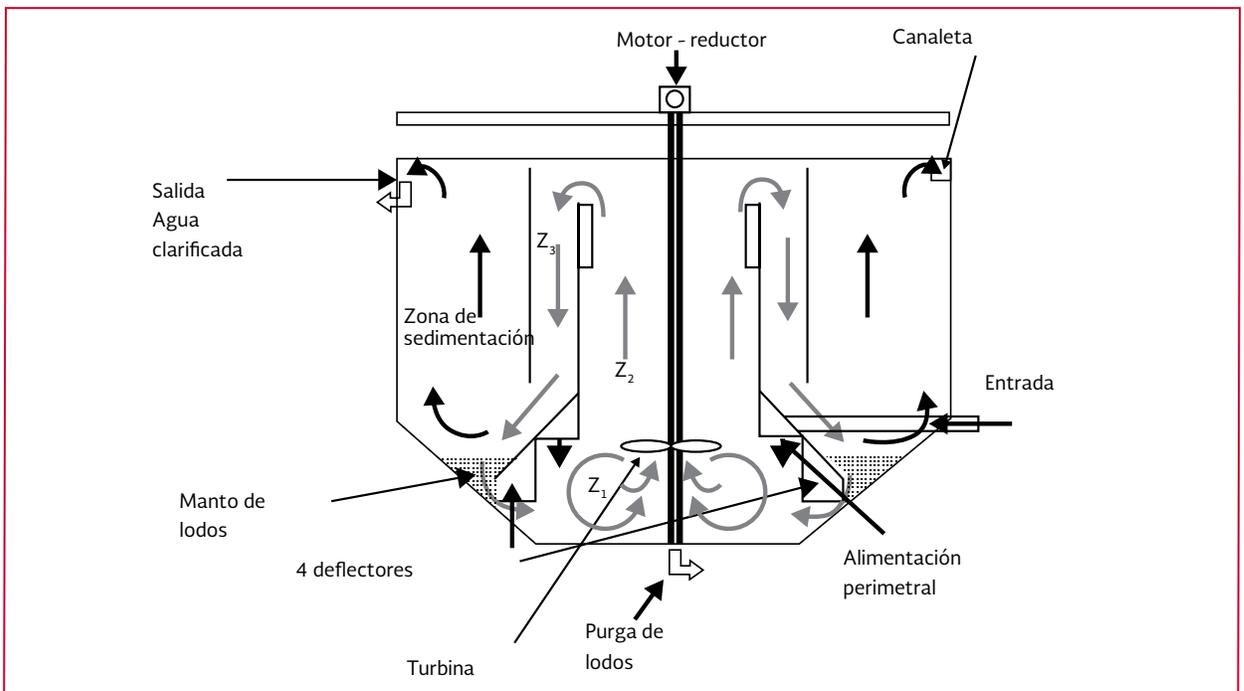


de en tres (Z_1 , Z_2 y Z_3), donde el gradiente va disminuyendo conforme se acerca a la zona de sedimentación.

Los clarifloculadores cuentan con equipo para adicionar los reactivos (coagulantes o ablandadores) en la tubería de entrada. Dentro de la zona de floculación, un motor reductor transmite movimiento a una turbina para promover

la mezcla lenta, esta acción genera una recirculación de lodos que forma floculos de tamaño adecuado para su posterior sedimentación. El agua clarificada pasa a una canaleta que conduce hacia la filtración. Los sólidos sedimentados (lodos) se concentran en la parte inferior del clarifloculador y posteriormente se purgan a un tiempo y volumen estipulado para mantener el equilibrio en la unidad.

Ilustración 6.7 Esquema de un clarifloculador



Estas unidades son particularmente útiles para el ablandamiento con cal de agua subterránea, puesto que los precipitados formados sirven como semilla para el crecimiento de flóculos, favorecen la precipitación y el espesado de los lodos. Estos equipos son cada vez más empleados para el tratamiento de aguas industriales así como en potabilizadores de aguas superficiales. Su principal ventaja es el requerimiento de menos espacio y la reducción de los costos de inversión. Sin embargo, hacer varias operaciones en un solo tanque resta flexibilidad al proceso. Por ello, se emplean más para el ablandamiento que para la coagulación-floculación.

Los criterios de diseño usuales para este tipo de unidades son tiempos de residencia de 30 minutos como mínimo en las zonas de floculación y mezclado con al menos dos horas para la sedimentación cuando se trata aguas superficiales y de una hora para la precipitación con cal de agua subterránea. El volumen de los lodos extraídos en forma diaria no debe ser mayor de 5 por ciento del agua tratada cuando se elimina turbiedad o de 3 por ciento para el ablandamiento.

6.3 FILTRACIÓN

La filtración es ampliamente usada para remover las partículas suspendidas en el agua. Puede ser definida como el proceso de tratamiento para remover partículas sólidas de una suspensión mediante el paso del fluido a través de un medio poroso. En la filtración granular el medio poroso es un lecho de arena, por ejemplo.

El proceso de filtración es uno de los más frecuentemente empleados para potabilizar aguas superficiales. Comúnmente se emplea después del proceso coagulación-floculación-sedimentación o después del proceso coagulación-flocula-

ción (filtración directa) para eliminar los sólidos presentes originalmente en el agua, o los precipitados mediante la aplicación de compuestos químicos.

La tecnología más común de filtración granular en tratamiento de agua es la filtración rápida. El término se usa para distinguirla de la filtración lenta en arena, una tecnología vieja con tasas de filtración 50 a 100 veces inferiores.

6.3.1 FILTRACIÓN RÁPIDA

La filtración rápida tiene muchas características que le permiten operar a elevadas tasas de filtración. Las más importantes son:

- Lecho filtrante de material granular que ha sido procesado para tener un tamaño efectivo mayor de 0.45 mm y coeficiente de no uniformidad menor de 1.6 para funcionar estratificado
- Uso de un coagulante o preacondicionador
- Sistemas hidráulicos o mecánicos para remover los sólidos colectados en el filtro
- El material filtrante puede ser de mayor tamaño y uniformidad, con mayor espesor o de diferente medio (dual o múltiple), lo que permite a los filtros operar a elevadas cargas hidráulicas minimizando la pérdida de carga. Las partículas se remueven a través de profundidad del medio filtrante mediante un proceso llamado filtración en profundidad, el cual da al filtro la capacidad de filtrar sin que se sature con partículas rápidamente

6.3.1.1 Pretratamiento del agua

La coagulación es esencial para remover las partículas muy finas que de otra forma logra-

rían salir del filtro. Además, si las partículas no son apropiadamente desestabilizadas, las cargas negativas de las partículas y de los medios granulares pueden provocar fuerzas repulsivas electrostáticas que impiden el contacto entre las partículas y el medio filtrante. Por otra parte, si se emplea una cantidad excesiva de floculante se forman aglomerados muy gruesos que recubren y se depositan en la parte superior de filtro tapando el paso al agua. Por ello, la operación adecuada de un filtro debe ser analizada en forma conjunta con la coagulación. La filtración óptima ocurre cuando los flocúlos coagulados no sedimentables son retenidos en los poros de todo el filtro para lograr verdaderamente la filtración en profundidad.

En la Ilustración 6.8 se muestra la configuración típica de un filtro rápido. El lecho filtrante se contiene en una estructura profunda que se construye típicamente de concreto reforzado y está abierto a la atmosfera. La filtración rápida consiste en dos etapas: 1) etapa de filtración, durante la cual las partículas se acumulan en el filtro y 2) etapa de retrolavado, en la cual el ma-

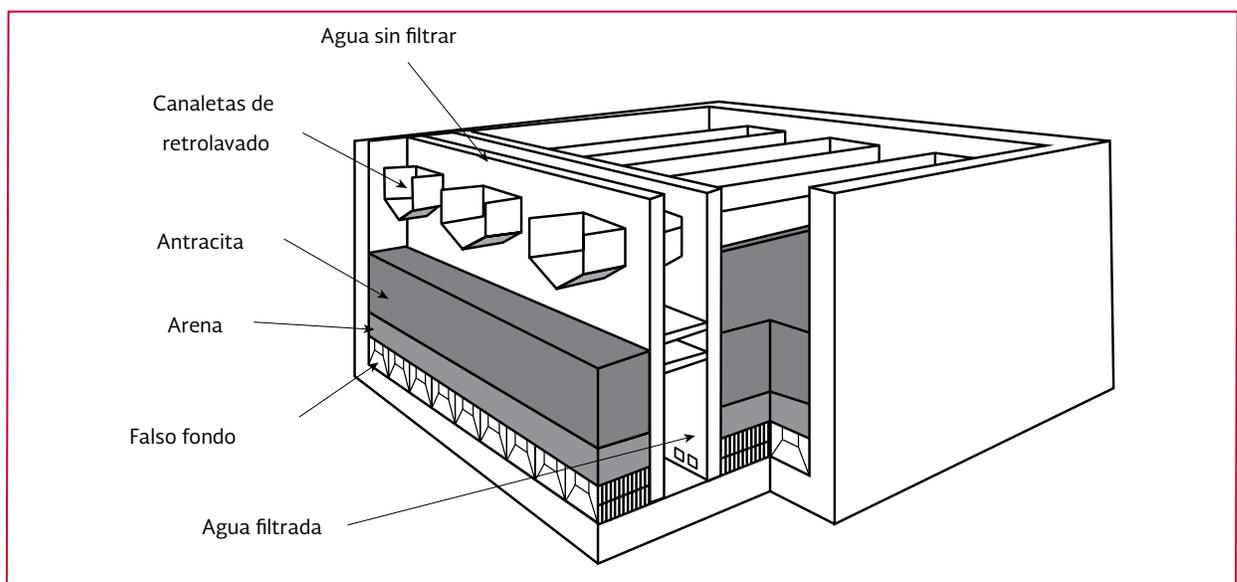
terial acumulado es retirado del filtro. Durante la etapa de filtración el agua fluye de manera descendente a través del medio y las partículas se acumulan en el lecho, la etapa de filtración tiene una duración típica de 1 a 3 días. Durante la etapa de retrolavado el agua fluye en la dirección opuesta. La eficiente remoción del material depositado es un factor clave en los sistemas de filtración rápida.

La mayoría de los filtros contienen sistemas adicionales para asistir el retrolavado, frecuentemente se introduce aire para remover los sólidos contenidos en el medio de manera más eficiente. La duración del retrolavado es típicamente de 10 a 20 minutos.

6.3.1.2 Operación

La eficiencia de remoción de partículas se refleja en la turbiedad del efluente y en la pérdida de carga. La turbiedad en el efluente del filtro sigue un comportamiento característico con tres segmentos distintivos: maduración, filtración efectiva y punto de rotura (Ilustración 6.9a). La

Ilustración 6.8 Representación esquemática de un filtro rápido de medio dual típico (MWH, 2012)

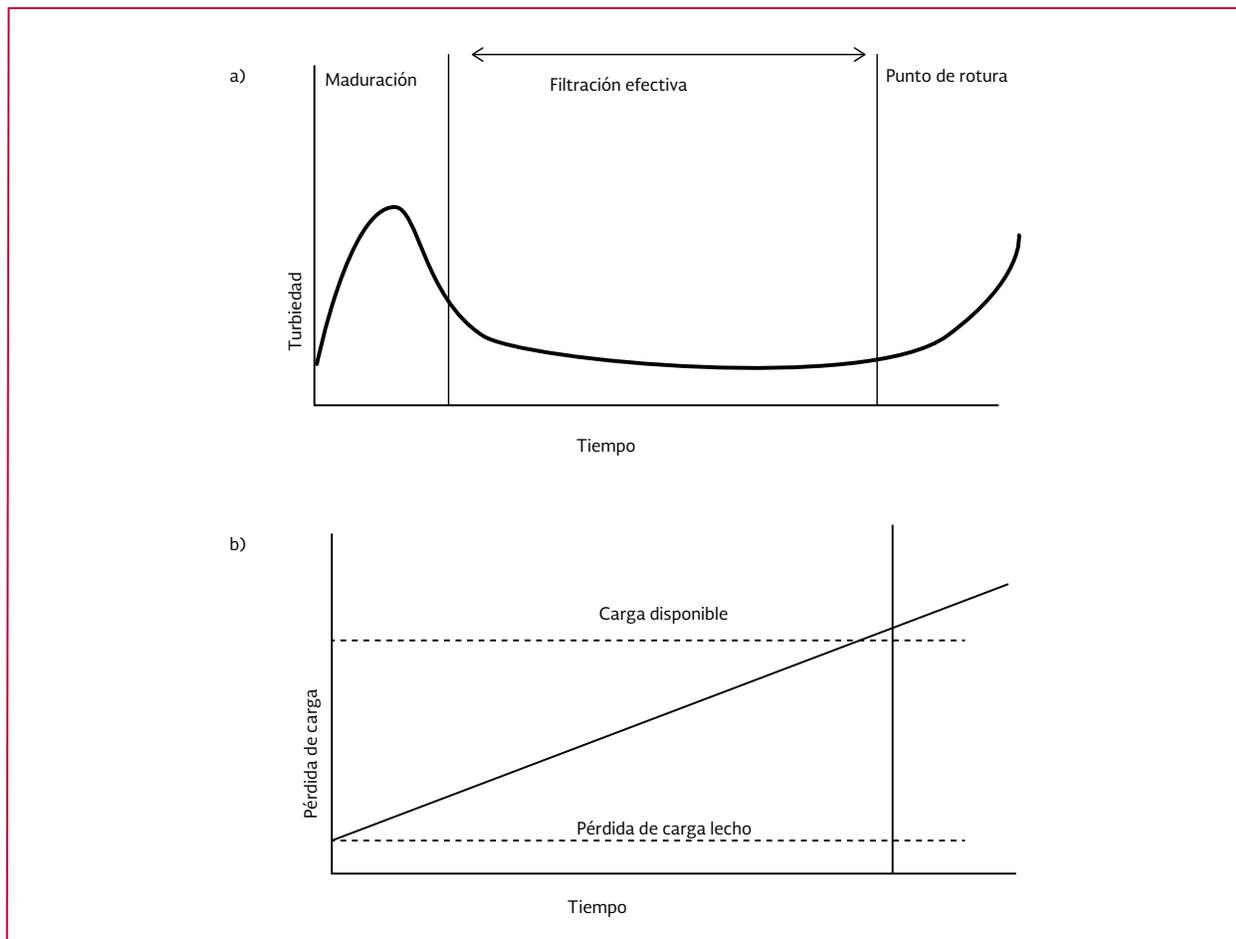


maduración comienza inmediatamente después de realizar el retrolavado. Aquí la turbiedad alcanza un pico y después baja. Durante este segmento el medio se acondiciona y sucede que el medio limpio captura partículas y se va volviendo cada vez más eficiente para capturarlas. Este periodo dura de 15 minutos a dos horas, después de lo cual la turbiedad disminuye y puede mantenerse en estado continuo a un valor por debajo de 0.1 NTU. Aunque la turbiedad se mantiene constante, la pérdida de carga (Ilustración 6.9b) se incrementa constantemente debido a la acumulación de partículas en el lecho. Después de un periodo de filtración efectiva el filtro experimenta un punto de rotura, en el cual se satura con partículas de tal manera que ya no puede fil-

trar eficientemente y, por lo tanto, la turbiedad incrementa. El filtro debe ser retrolavado cuando llega al punto de rotura o cuando se alcanza cierta pérdida de carga. Los filtros a gravedad se diseñan típicamente para operar con 1.8 a 3 m de carga disponible. Cuando la pérdida de carga supera esta carga disponible el filtro debe ser retrolavado, aunque no llegue aún al punto de ruptura.

Si repentinamente se incrementa la velocidad de filtración en un filtro que contiene sólidos depositados, las fuerzas hidráulicas de corte también se incrementarán y llevarán sólidos retenidos hasta el efluente, por lo que en el diseño deben evitarse cambios en la velocidad. Como

Ilustración 6.9 Operación de un filtro rápido a) turbiedad del efluente en función del tiempo b) pérdida de carga en función del tiempo



consecuencia, en la operación de un sistema de potabilización es preferible disponer de filtros adicionales que puedan entrar en operación cuando se requiera aumentar el caudal tratado, que incrementar la tasa de filtración de un filtro en operación.

Cuando la concentración de la materia en suspensión de un agua es baja, resulta a veces útil añadir pequeñas dosis de coagulantes (sulfato de aluminio, cloruro férrico, polielectrolitos) antes de la filtración con el fin de que flocule la suspensión en el interior del medio filtrante. Con este pretratamiento el mecanismo de separación en el filtro pasa de una eliminación por tamizado a una eliminación por adsorción. La eliminación por adsorción consume menos carga por unidad de sólidos separados que la separación por tamizado.

6.3.1.3 Clasificación

Los filtros rápidos se clasifican según el número de capas de material filtrante, como se muestra en la Tabla 6.5. Los materiales filtrantes más comunes son: arena, antracita, carbón activado granular, granate e ilmenita.

6.3.1.4 Propiedades del medio granular

La capacidad de filtración del medio granular se afecta por las propiedades del medio filtrante, incluyendo el tamaño de grano y su distribución, densidad, forma, dureza, porosidad y área superficial.

El medio ideal para la filtración debe poseer las siguientes características:

- Ser lo suficientemente grueso para tener intersticios entre los granos con gran capacidad de almacenamiento, pero a la vez, suficientemente fino para retener el paso de los sólidos suspendidos
- Una altura suficiente para proporcionar la duración de corrida deseada
- Una graduación adecuada para permitir un lavado eficiente (poco dispersa)

Como medio se utiliza arena, antracita, tierra de diatomeas, perlita y carbón activado en polvo o granulado. El medio más común empleado es la arena de sílice y para filtros duales, arena con antracita. Se emplea carbón activado como

Tabla 6.5 Clasificación de filtros rápidos y criterios de diseño (MWH, 2012)

Clasificación del filtro	Descripción
Monomedia	Una capa de material filtrante, usualmente arena. Su profundidad es típicamente de 0.6 a 0.76 m. Son diseños viejos que han sido reemplazados por otros
Monomedia de lecho profundo	Una capa de material filtrante, usualmente antracita o carbón activado granular. Su profundidad es típicamente de 1.5 a 1.8 m. Son usados para proveer largas carreras de filtración efectiva cuando el agua a tratar no presenta cambios consistentes de calidad
Medio dual	Dos capas de medio filtrante. Los filtros antiguos se diseñaban típicamente con 0.45-0.6 m de antracita sobre 0.23-0.3 m de arena. Actualmente es común que se diseñen con 1.5 m de antracita. Algunas veces la capa de antracita se sustituye por carbón activado granular
Multimedia	Tres medios. Típicamente antracita en la parte superior, arena en la parte central y granate o ilmenita en la parte baja. La capa de antracita tiene una profundidad de 0.45-0.6 m, la capa de arena 0.23-0.3 m y la de granate de 0.1- 0.15 m

medio filtrante cuando se pretende no sólo eliminar los sólidos en suspensión, sino también remover los materiales disueltos por adsorción.

El medio filtrante ideal para los filtros granulares profundos debe ser de un tamaño tal que retenga una gran cantidad de sólidos suspendidos y pueda limpiarse fácilmente por retrolavado. Estos prerrequisitos no son compatibles y debe llegarse a un equilibrio. Una arena muy fina permite obtener un efluente de Excel®ente calidad pero impide la penetración de sólidos en el lecho con lo cual se desaprovecha la capacidad de almacenaje del medio granular. Las arenas más gruesas dan tiempos más largos de funcionamiento, menor calidad del efluente y mayor facilidad de lavado, aunque para ello se requiere un mayor caudal de agua de lavado para expandir el medio y transportar los sólidos, que se internan a una mayor profundidad en el medio, hasta el sistema de desagüe.

Los materiales filtrantes se encuentran en forma granular en la naturaleza o deben ser pulverizados para alcanzar el tamaño deseado, para posteriormente ser tamizados.

Un medio filtrante se define en función de su tamaño efectivo y el coeficiente de uniformidad que se determinan mediante el análisis granulométrico (Anexo D).

Los materiales filtrantes deben ser claramente especificados, de manera que no quede duda alguna sobre su granulometría. Los parámetros que se deben emplear para este fin son los siguientes:

- **Tamaño efectivo.** Corresponde al percentil 10 en una distribución de tamaños

medida a través de un sistema de cribas. Significa que 10 por ciento de los granos del material son menores a este valor

- **Coeficiente de uniformidad (CU).** El coeficiente de uniformidad es la relación entre el tamaño que corresponde al percentil 60 con el del percentil 10. Sería mejor que este coeficiente se llamase de desuniformidad, pues su valor se incrementa a medida que el material granular es menos uniforme
- **Forma.** La forma de los granos normalmente se evalúa en función del coeficiente de esfericidad (C_e). El coeficiente de esfericidad de una partícula se define como el resultado de la división del área superficial de la esfera de igual volumen a la del grano por el área superficial de la partícula considerada. Como es obvio, este valor resulta igual a la unidad para las partículas esféricas y menor de uno para las irregulares
- **Tamaño mínimo.** Tamaño por debajo del cual no deben encontrarse granos en el medio filtrante
- **Tamaño máximo.** Tamaño por encima del cual no deben encontrarse granos en el medio filtrante
- **Porosidad del lecho.** Es la relación del volumen disponible con el volumen total del lecho, expresado como fracción decimal o porcentaje. Es importante debido a que afecta el flujo requerido para retrolavado, la pérdida de carga del lecho filtrante y la capacidad de agarre de los sólidos en el medio. La porosidad es afectada por la esfericidad de los granos: los granos angulares tienen una baja esfericidad y una mayor porosidad.

Las propiedades típicas de diferentes medios filtrantes se muestran en la Tabla 6.6.

6.3.1.5 Mecanismos de remoción de partículas

Inicialmente, las partículas por remover son transportadas de la suspensión a la superficie de los granos del medio filtrante y permanecen adheridas a los granos, siempre que resistan la acción de las fuerzas de cizallamiento debidas a las condiciones hidrodinámicas del escurrimiento.

El transporte de partículas es un fenómeno físico e hidráulico, afectado principalmente por los parámetros que gobiernan la transferencia de masas. La adherencia entre partículas y granos es básicamente un fenómeno de acción superficial, influenciado por parámetros físicos y químicos.

Los mecanismos que pueden realizar transporte son los siguientes:

- a) Cernido
- b) Sedimentación
- c) Intercepción
- d) Difusión
- e) Impacto inercial
- f) Acción hidrodinámica
- g) Mecanismos de transporte combinados

Los mecanismos de adherencia son los siguientes:

- a) Fuerzas de Van der Waals
- b) Fuerzas electroquímicas
- c) Puente químico

El conocer cuál de estos mecanismos es el que controla el proceso de filtración ha sido asunto de largos debates. Es indudable que no todos necesariamente tienen que actuar al mismo tiempo y que, en algunos casos, la contribución de uno o varios de ellos para retener el material suspendido es quizá desdeñable.

Sin embargo, es necesario tener en cuenta que, dada la complejidad del fenómeno, más de un mecanismo deberá entrar en acción para transportar los diferentes tamaños de partículas hasta la superficie de los granos del medio filtrante y adherirlas (CEPIS, 2004).

6.3.1.6 Criterios de diseño

Antes de diseñar un sistema de filtración debe quedar establecido lo siguiente: calidad del agua filtrada, tiempo de carrera de filtración deseado, nivel de recuperación de agua, tipo de filtro, tamaño y número de filtros, tasa de filtración y pérdida total de carga, control de velocidad de flujo, características del lecho filtrante, tipo de sistema de lavado, falsos fondos y sistemas de apoyo.

Tabla 6.6 Propiedades típicas de medios filtrantes (MWH, 2012)

Propiedad	Unidad	Granate	Ilmenita	Arena	Antracita	Carbón activado granular
Tamaño efectivo	mm	0.2 - 0.4	0.2 - 0.4	0.4-0.8	0.8 - 1.2	0.8 - 2
Coefficiente de uniformidad	UC	1.3 - 1.7	1.3 - 1.7	1.3-1.7	1.3 - 1.7	1.3 - 2.4
Densidad	g/mL	3.6 - 4.2	4.5-5	2.65	1.4 - 1.8	1.3 - 1.7
Porosidad	%	45 - 58	No disponible	40-43	47 - 52	No disponible
Dureza	Moh	6.5 - 7.5	5-6	7	2 - 3	baja

El tamaño de cada filtro y el número total son parámetros interrelacionados. En general, el tamaño máximo está determinado por las dificultades para proveer un flujo uniforme durante el retrolavado y el bombeo. Usualmente el tamaño máximo es de 100 m² para un filtro rápido a gravedad y se recomienda un mínimo de cuatro filtros para plantas de mediano y gran tamaño. En plantas pequeñas regularmente se utilizan dos filtros.

Calidad de efluente requerida

El desempeño de la filtración es monitoreada principalmente mediante mediciones de turbiedad. Se recomienda que se mida al menos cada cuatro horas y que al menos 95 por ciento de las mediciones se encuentren por debajo de 1 NTU.

Carrera de filtración efectiva

La duración de la carrera de filtración efectiva establece la frecuencia del retrolavado de filtros y tiene un impacto en la recuperación del agua. Típicamente, el tiempo mínimo de filtración efectiva deseado es de un día. La Tabla 6.7 muestra cómo el incremento en el valor de los parámetros influye en el tiempo necesario para llegar al punto de rotura.

Recuperación

La recuperación es la relación entre la cantidad de agua filtrada neta y la cantidad total de agua

Tabla 6.7 Influencia del incremento de parámetros en el punto de rotura del filtro

Parámetro	Efecto en el tiempo requerido para llegar al punto de ruptura del filtro cuando se incrementa el parámetro
Tamaño efectivo	Disminuye
Profundidad de lecho	Aumenta
Tasa de filtración	Disminuye
Concentración de partículas en el influente	Disminuye
Fuerza del floculo	Aumenta
Porosidad	Disminuye

procesada a través del filtro. Una parte del agua filtrada a menudo es usada para realizar el retrolavado, por lo tanto, la producción neta de agua filtrada es menor a la cantidad total de agua procesada a través del filtro. Los operadores comúnmente realizan retrolavados excesivos o retrolavan durante mucho tiempo pensando que limpiando el medio filtrante obtendrán carreras de filtración efectiva más largas, sin embargo resulta contraproducente porque disminuye la recuperación.

Tipo de filtro

La calidad del agua a filtrar es lo que determina si se seleccionará un filtro monomedia o uno con medio dual. Se recomiendan los estudios piloto preliminares para determinar qué nivel de pretratamiento se requiere (por ejemplo filtración directa o tratamiento convencional coagulación-floculación-sedimentación). La experimentación en modelos a escala es una práctica

usual para establecer los parámetros de diseño de un filtro. Además, se establecen rutinas de operación que permitan optimizar el funcionamiento del filtro, como por ejemplo, definir la tasa de filtración que permita la mayor duración de corrida a una determinada carga de sólidos en el influente, o bien, establecer la dosis óptima de coagulantes. Esto último es de gran interés cuando se prevén cambios en las características del influente (época de avenidas en ríos en las que se incrementa la concentración de arcillas). Los filtros de lecho profundo monomedia de antracita tienen un bajo nivel de pérdida de carga, una alta capacidad de retención de sólidos y corridas de filtración efectiva largas. Los filtros con medio dual pueden proveer un diseño más robusto cuando el influente no ha sido apropiadamente acondicionado. Por lo tanto, los filtros monomedia pueden ser apropiados cuando la calidad del agua cruda es constante y predecible. Los filtros profundos de medios duales pueden ser una opción atractiva cuando se requiere flexibilidad y largas carreras de filtración efectiva.

Tasa de filtración

La tasa de filtración determina el área requerida de filtración, la pérdida de carga con lecho limpio, la velocidad de acumulación de pérdida de carga, la distribución de los sólidos colectados en la cama, la calidad del agua efluente y la duración de la filtración efectiva. Los filtros se diseñan para tratar la capacidad máxima de la planta a la tasa de filtración de diseño con al menos un filtro fuera de servicio para realizar el retrolavado. Una tasa de filtración baja incrementa el costo de inversión debido a que incrementa el área requerida de filtración, mientras que una tasa elevada incrementa la pérdida de carga y la frecuencia

requerida de retrolavado. Por lo tanto, se recomienda utilizar la tasa de filtración más elevada que permita obtener un desempeño del filtro adecuado. Para una planta que utilice sulfato de aluminio o cloruro férrico como coagulante, con ayudantes de coagulación, se puede utilizar una tasa de hasta 25 m/h. La calidad del agua filtrada tiende a degradarse a tasas de filtración por arriba de 12.5 m/h cuando los flóculos son débiles, como el caso del empleo de sulfato de aluminio sin polímero. Tasas elevadas tienden a incrementar la penetración de sólidos. Típicamente se han utilizado las tasas de filtración de la Tabla 6.8:

Carga disponible

Tabla 6.8 Tasas de filtración para filtros rápidos y lentos (Romero, 2006)

Filtros lentos de arena	Filtros rápidos monomedia	Filtros rápidos multimedia
< 0.5 m/h	5 m/h	7.5-20 m/h

La carga de filtración es la diferencia entre la pérdida de carga cuando el lecho está limpio y la carga disponible en la estructura. Los diseños de los filtros raramente proveen más de 2 o 3 m de carga disponible a través de la capa de filtración.

Medio filtrante

Cuando se trata de seleccionar el material para lechos múltiples, se debe hacer con el criterio de obtener un grado de mezcla que no disminuya sustancialmente la porosidad en la región común entre las capas adyacentes de materiales diferentes. Para el caso de lechos dobles de arena y antracita se recomienda considerar las siguientes relaciones (CEPIS, 2004):

El tamaño de los granos de antracita correspondiente a 90 por ciento en peso (referente al que pasa) y el tamaño de los granos de arena correspondiente a 10 por ciento en peso (referente al que pasa = tamaño efectivo) deben mantener una relación de 3.0.

Normalmente, la antracita se prepara entre las mallas de la serie Tyler de aberturas 0.59 y 1.68 o 2.00 mm, con un tamaño efectivo que varía entre 0.80 y 1.10 mm y un coeficiente de uniformidad inferior a 1.5. La arena normalmente es preparada entre las mallas de aberturas entre 0.42 y 1.19 o 1.41 mm, con un tamaño efectivo que varía entre 0.50 y 0.60 mm y un coeficiente de uniformidad inferior a 1.5.

Los valores usuales en la escuela americana son de 0.4 a 0.55 mm de tamaño efectivo para la arena con coeficientes de uniformidad de 1.3 a 1.7. En la escuela europea, se usa arena de 0.8 a 1.2 mm de tamaño efectivo con coeficiente uniformidad de 1.4 a 1.5.

Control del caudal

El control de flujo es una parte importante en cualquier sistema de filtración. Puede llevarse a cabo de diversas maneras. Todos los sistemas de control de flujo tienen ventajas y desventajas pero deben cumplir tres objetivos:

- Control de la tasa de filtración para cada filtro
- Distribución del flujo a través de filtros individuales
- Controlar el incremento en la pérdida de carga

Se usan tres métodos básicos para controlar las tasas de filtración y la distribución del flujo:

- Modulación de la válvula de control
- División del caudal influente
- Filtrar con tasa declinante

La carga total disponible en un filtro a gravedad se fija con la elevación de las estructuras de entrada y de salida. Se emplean tres estrategias para controlar el incremento en la pérdida de carga:

- Mantener constante la carga arriba del filtro y variar la carga en el efluente del filtro mediante una válvula de control
- Mantener la carga constante en el efluente del filtro y variar la carga en la entrada del filtro
- Mantener constante la pérdida de carga y permitir que la tasa de filtración disminuya conforme se acumulan los sólidos en el lecho filtrante

Todos los métodos de control tienen ventajas y desventajas, ninguno es claramente superior a los otros.

6.3.1.7 Retrolavado

El lavado del filtro es la operación en la cual se suspende el proceso de filtración y se inyecta agua por la parte de abajo del filtro (drenes) con una presión adecuada, con el objeto de que el lecho filtrante se expanda, los granos se froten y se desprenda todo el material que se ha quedado retenido entre ellos en la operación de filtrado.

Los filtros se lavan para restablecer su capacidad cuando la calidad del efluente se degrada o cuando la caída de presión a través del filtro alcanza un valor predeterminado. Para los filtros de gravedad, la pérdida de carga terminal seleccionada es generalmente la carga real disponible. En algunos casos, los filtros se lavan en un ciclo regular de tiempo, basado en la experiencia.

El lavado ocurre a contracorriente con un caudal suficiente para expandir los granos del medio formando una suspensión. El material retenido es transportado por el agua a través del lecho expandido hasta ser descargado al desagüe. Está demostrado que la colisión entre partículas (abrasión) y las fuerzas hidráulicas cortantes son las causantes del desprendimiento de los sólidos del medio granular. El suministro de aire previo o durante el lavado es una práctica común que tiene como propósito incrementar la colisión entre partículas. En Estados Unidos se ha cambiado este método por el uso de velocidades de lavado elevadas (60 a 80 m/h), que incrementan las fuerzas hidráulicas cortantes, pero esto no es tan eficiente como la introducción de aire. Con estas velocidades de lavado se obtiene una expansión de 15 a 50 por ciento para las arenas comúnmente especificadas.

Si se aplica aire, este es introducido por un bajo dren. Si se emplean agitadores mecánicos, estos deben ser accionados antes de que se introduzca el agua. El agua sucia es colectada en una canaleta y mediante una tubería es llevada a un decantador para remover los sólidos (como lodos) y recuperar el agua para el tratamiento. El filtro nuevamente es puesto en servicio y la primera agua que sale debe ser desechada hasta que el filtro madure y recupere su eficiencia de operación.

La pérdida de arena durante el lavado, problema muy común, es mayor cuando se emplean arenas finas. Para solventarlo se especifican arenas más gruesas y mayor espesor de la cama filtrante. También es común que se usen arenas con coeficientes de uniformidad bastante elevados, ya que ello reduce la cantidad de finos que pueden ser arrastrados durante el retrolavado; sin embargo, cuanto mayor es el *CU* mayor será el costo de la arena, ya que se debe cribar una gran cantidad para obtener el producto deseado.

Las unidades filtrantes se retrolavan en flujo ascendente con agua previamente filtrada o con agua proveniente del proceso de sedimentación, la cual en ocasiones se almacena para este propósito. El sistema de drenaje actúa entonces como sistema de distribución del agua de lavado.

La limpieza se intensifica con:

- **Lavado a alta velocidad.** Elevando suficientemente la velocidad, gasto o tasa de retrolavado por área unitaria
- **Lavado superficial.** Dirigiendo chorros de agua al interior del lecho fluidificado
- **Lavado con aire.** Soplando aire hacia arriba a través del lecho, antes o durante la fluidificación
- **Lavado mecánico.** Agitando mecánicamente el lecho fluidificado

Después de que el lecho se limpia por el lavado, se asienta de nuevo en su lugar. Los granos más gruesos o pesados llegan primero al fondo, los más finos o ligeros se depositan al último, lo que estratifica el lecho e impone un límite sobre sus partículas más finas o más ligeras y sobre su falta de uniformidad.

Al inyectar agua por el fondo en un medio granular ocurre lo siguiente:

Si la velocidad ascensional del flujo de lavado es menor que la velocidad de asentamiento de las partículas del medio filtrante (V_i), el lecho no se expande. Aunque el lecho no se expanda, la velocidad entre los granos aumenta hasta que la fuerza de arrastre del flujo es mayor que el peso de la partícula, en ese momento esta queda suspendida en la corriente ascendente. Si la tasa de lavado sigue aumentando, la separación entre partículas se incrementa hasta que se rompe el equilibrio y los granos son arrastrados por el líquido. Cuando se sigue aumentando la tasa de flujo hasta hacer que la velocidad ascensional de lavado (V_a) sea mayor que V_i , el lecho se expande y su porosidad (p o ε) aumenta proporcionalmente. La componente vertical de la velocidad del flujo entre las partículas es mayor que la que existe encima del lecho y cuando la velocidad de flujo de lavado sobrepasa el valor V_i crítico, el lecho se fluidifica y los granos del medio son acarreados por el agua.

Sistemas de retrolavado

El lavado de los filtros puede hacerse de cuatro maneras distintas:

- Con flujo ascendente solo
- Con flujo ascendente y lavado superficial
- Con flujo ascendente y lavado con aire
- Con flujo ascendente y lavado subsuperficial

Flujo ascendente solo

El agua se inyecta por los drenes a una velocidad que pueda producir expansión del lecho de 10

a 50 por ciento. Sin embargo, hay que advertir que la expansión exagerada del medio filtrante no beneficia al lavado pues impide el frotamiento o roce de unos granos con otros, evitando el desprendimiento de la película adherida a ellos durante el proceso de filtración. Por otra parte, si la expansión no es suficiente, el flóculo retenido en el lecho no puede escapar y alcanzar las canaletas de salida. Para la misma velocidad de lavado, un medio grueso se expande menos que uno fino y por tanto la acción de fricción es mayor en el primer caso que en el segundo, pues depende de la velocidad intersticial, la cual es mayor cuando la porosidad es menor. El número de colisiones por unidad de volumen y tiempo es también inversamente proporcional a la porosidad.

Algunos de los diferentes criterios para definir los parámetros en los procesos de retrolavado se describen a continuación.

Las velocidades ascensionales deben ser de 0.30 hasta 0.60 m/min y con expansiones entre 10 y 15 por ciento, considerando que el lavado se complementa con aire. La práctica americana ha sido expandir mucho más el lecho filtrante, hasta 50 por ciento, así como la utilización de altas velocidades. Sin embargo, si el mecanismo que produce el desprendimiento de la película que se adhiere a los granos es la fricción entre ellos, expansiones tan grandes no son las más indicadas. Por tanto, estas pueden reducirse sustancialmente (15 o 25 por ciento) economizando agua y probablemente mejorando la limpieza del filtro.

En general, la técnica usada en el lavado debe condicionarse al tipo de medio filtrante que se use, de esta manera:

- Lechos uniformes gruesos (diámetros de 0.8 a 1.0 mm y coeficiente de uniformidad (CU) de 1.1) se pueden lavar adecuadamente con aire y agua a velocidades que no produzcan fluidificación
- Lechos de arena finos (diámetros de 0.45 a 0.55 mm) y estratificados ($CU = 1.65$) necesitan expandirse y la limpieza debe complementarse con lavado superficial
- Lechos mixtos de antracita y arena deben fluidificarse siempre, con expansiones no inferiores a 20 por ciento para re-estratificar las capas de acuerdo con su densidad. Nunca deben lavarse con aire y agua simultáneamente, ya que las capas se entremezclarían por completo
- Si se usan aire y agua, se lava primero con aire para desprender la película adherida y luego, independientemente, con agua para expandir el medio
- Debe tenerse en cuenta que la expansión que se logre en un medio granular al inyectarle un flujo ascendente es función de la viscosidad del fluido, por tanto de la temperatura. A mayor temperatura debe usarse mayor tasa de lavado para mantener la misma expansión. Por ejemplo, la velocidad ascendente que se necesita para lavar un filtro a 26 °C puede ser 34 por ciento mayor que la que se requiere a 14 °C, en cambio, a 4 °C, la velocidad debería ser 25 por ciento menor que a 14 °C

Las velocidades de lavado siempre deben estar por encima de las velocidades de fluidificación.

Flujo ascendente y lavado superficial

El lavado ascendente por lo general se complementa con lavado superficial, inyectando agua a presión sobre la superficie del lecho filtrante para romper las bolas de barro. Se puede hacer con brazos giratorios tipo Palmer o con rociadores fijos.

Brazos giratorios tipo Palmer

El equipo consiste en dos brazos que giran sujetos a un tubo central y que se desplazan por reacción de los chorros de agua que proyectan. Se colocan de 0.05 a 0.075 m encima de la arena y giran a una velocidad de 7 a 10 revoluciones por minuto. Trabajan con 30 a 80 L/min/m² a una presión de 2.94 a 3.92 MPa (30 a 40 mca).

Para utilizar los brazos giratorios se vacía el filtro hasta dejar unos 0.30 m de capa de agua y se inicia el lavado superficial, el cual se continúa por uno o varios minutos. Una vez suspendido este, se produce una expansión de 15 a 25 por ciento para arrastrar todo el material que se ha desprendido en el proceso anterior. Este sistema tiene la ventaja de ser económico en el uso del agua, pues la aplica en forma concentrada solamente sobre el área por donde se desplazan los brazos.

Rociadores fijos

Los rociadores fijos aplican el flujo a toda la superficie del filtro simultáneamente. Consisten en una malla de tubos colocados a poca altura (0.05-0.10 m) sobre el lecho y en la cual se de-

jan boquillas u orificios pequeños, de manera que los chorros de agua puedan proyectarse directamente contra la capa superficial del medio filtrante. Se usan tasas de flujo de 80 a 160 L/(min m²) con presiones de 1.47 a 2.94 MPa (15 a 30 m). Las presiones más altas se prefieren cuando existe tendencia a la formación de bolas de barro. Los tubos distribuidores de 1 1/2" a 3" de diámetro se colocan con espaciamentos entre 0.60 y 0.90 m.

El número de orificios o boquillas por tubo distribuidor se puede calcular a partir del flujo unitario, pero como mínimo debe haber uno cada 0.30 m.

Lavado con agua y aire

El lavado con agua y aire consiste en inyectar primero, por medio de boquillas especiales, aire a una tasa de 0.3 a 0.9 m³/(m² min) du-

rante unos tres minutos y posteriormente agua, con una velocidad de 0.3 a 0.6 m³/(m² min) durante 4 a 7 minutos, para producir una expansión de 10 por ciento en el lecho filtrante. El mismo sistema de drenes se usa para la inyección tanto de aire como de agua. Algunos diseñadores prefieren utilizar agua y aire simultáneamente durante los primeros minutos y luego agua sola. La ventaja de este sistema está en la economía en el agua de lavado y en que las bajas velocidades de flujo mezclan en menor medida la gravilla y arena, pues disminuyen la velocidad de los chorros de agua. La máxima fricción la produce el aire en la superficie donde se rompen las burbujas.

Debe advertirse que la mala distribución de los chorros de aire puede producir desestratificación de la grava; el uso de boquillas especialmente diseñadas para trabajar con agua y con aire suele prevenir contra estos inconvenientes.

Ilustración 6.10 Lecho de arena de un filtro en retrolavado y canaleta



El aire puede aplicarse también en la superficie del lecho expandido por medio de tubos colocados a 0.15 m sobre la máxima elevación del medio filtrante durante el lavado.

Flujo ascendente y lavado subsuperficial

El lavado subsuperficial se hace necesario cuando se usan medios filtrantes de arena y antracita y existe tendencia a una penetración profunda de las partículas floculentas. En estas condiciones las bolas de barro pueden formarse adentro del lecho y no son suficientemente removidas ni por el lavado ascendente ni por el lavado superficial con agua. Existen dudas sobre si el lavado con aire es eficiente en estas circunstancias. Algunos diseñadores prefieren colocar una malla de tubos de 0.15 a 0.30 m dentro del lecho filtrante, en forma similar a la que se usa para el lavado superficial corriente. El número de tubos dentro de la arena debe, sin embargo, reducirse a un mínimo. Se puede colocar solo un anillo a 0.50 m de las paredes.

El mayor problema que se debe evitar es que los granos del medio filtrante penetren en los orificios y los obstruyan. Se puede pensar en niples verticales en forma de peine que salgan de un distribuidor principal superior y penetren el lecho hasta la profundidad deseada.

Sistemas accesorios para el retrolavado

El flujo de lavado puede provenir de:

- Un tanque elevado
- Un sistema de bombeo
- Otros filtros trabajando en paralelo

Tanque elevado

El tanque elevado puede contruirse sobre lo siguiente:

- Una colina vecina, cuando la topografía lo permite
- Estructuras metálicas
- El edificio mismo de la planta

En cualquiera de los tres casos, el tanque puede ser metálico o de concreto reforzado. La elección de uno u otro debe hacerse solo en base a consideraciones económicas. Lo más barato es construir tanques de concreto sobre lomas adyacentes cuando esto es factible.

Hay que tener en cuenta que el sitio donde se construye el tanque de lavado debe quedar lo más próximo posible a los filtros para evitar consumo exagerado de energía en el transporte de agua.

Lavado con bomba

Si se lava por inyección directa con bombas, estas suelen ser de gran capacidad y baja presión y no deben especificarse menos de dos unidades. Las bombas toman el flujo del tanque de distribución o de aguas claras.

La selección entre lavado por tanque elevado o lavado por bomba debe depender de consideraciones económicas y de operación. En plantas pequeñas, cuando se lava con bomba, al depósito de agua filtrada hay que dejarle la capacidad adicional necesaria para que no disminuya la reserva de la población cada vez que se lava el filtro.

Cuando se usa lavado con aire, debe conseguirse también un compresor con o sin tanque de almacenamiento. La capacidad debe ser suficiente para lavar un filtro con aire aplicado a las tasas especificadas y a una presión un poco superior a la profundidad del agua sobre el sistema de distribución de aire, más la fricción de las tuberías, cuando trabajan a velocidades de 10 m/s.

Lavado con flujo proveniente de otras unidades

El lavado con flujo proveniente de otras unidades de filtración se basa en el hecho de que si se deja la salida del afluente a un nivel mayor a la canaleta de lavado y se interconectan los filtros, al abrir la válvula de drenaje el nivel en la caja de la unidad que se quiere lavar desciende, con lo que se establece una carga hidráulica que invierte el sentido del flujo en el lecho filtrante y efectúa el lavado. La pérdida de carga para mantener el medio suspendido es de solo 0.35 a 0.50 m, cuando se usa arena y antracita. Por tanto, la pérdida de carga total para lavar un filtro por este sistema es de solo 0.55 a 0.80 m, lo que permite la construcción de estructuras ligeramente más profundas que las convencionales. Son las pérdidas por fricción en los conductos las que causan la sobre elevación de los tanques de lavado y el consiguiente desperdicio de energía.

Este sistema de lavado tiene las siguientes ventajas:

- La expansión del lecho se inicia lentamente. Al ir descendiendo el nivel de agua por debajo del vertedero de la salida general, la velocidad del flujo ascendente va aumentando con el tiempo
- No se requiere equipo mecánico, ni tanque elevado, ni controlador de tasa de lavado

- Se requiere de un mínimo de válvulas y tuberías

Sistemas de recolección del agua de lavado (canaletas)

Para recoger el flujo ascendente durante el lavado, debe diseñarse un sistema de recolección. Este sistema puede consistir de: a) un canal principal y canaletas laterales y b) un canal principal solo. En el primer caso, el canal principal puede colocarse al centro o a un lado con las canaletas desaguando en él.

En el segundo caso, el borde del canal se utiliza para el rebose de agua y el filtro se diseña alargado, de modo que no haya ningún punto de la superficie filtrante que quede horizontalmente a más de 3.0 m de la cresta del vertedero. Las ventajas de uno y otro caso no han sido bien determinadas. La ausencia de canaletas laterales presenta sus ventajas, pues se evitan las obstrucciones creadas por estas, en cambio, por lo general se incrementa la distancia media que las partículas tienen que recorrer para llegar al vertedero de salida.

Se acostumbra dejarles a las canaletas una pendiente de 2 a 5 por ciento en el fondo para ayudar al transporte del material sedimentable. La distancia entre bordes adyacentes no debe ser mayor a 3 m para distribuir mejor el flujo, y de 1.0 m entre los bordes y las paredes del filtro. Las formas de las canaletas varían según el material de que están hechas y la longitud, el número y tamaño de estas depende de la capacidad del filtro y de la tasa de lavado que se quiere aplicar.

Algunas plantas de tratamiento que no tienen canales laterales incluyen sifones capaces de ex-

traer la capa de agua que queda sobre el filtro, lo que beneficia la limpieza de la superficie del medio filtrante.

Medios de soporte y bajos drenes

La función de los bajos drenes es dar soporte al medio filtrante, coleccionar y dirigir el agua filtrada fuera del filtro y distribuir el agua y el aire durante el retrolavado. Los bajos drenes deben coleccionar y distribuir el flujo uniformemente. Históricamente, un diseño común era una tubería perforada sobre la cual se colocaban varias capas de grava. En este diseño la grava previene que el medio filtrante entre a las perforaciones y provee una distribución uniforme del agua de retrolavado. Se coloca en capas de 75 a 150 mm, siendo el diámetro de la grava más cercana al fondo de 40 a 60 mm y va disminuyendo de tamaño hasta ser de 0.8 a 2 mm para la capa más superior.

Actualmente se usan varios sistemas, incluyendo falsos fondos con coladores, bloques de desagüe, bajos drenes de concreto prefabricado y placas porosas. Los falsos fondos modernos eliminan la necesidad de utilizar grava de soporte, son livianos, durables y fácilmente removibles para inspección.

Los factores que se toman en cuenta para elegir los bajos drenes son:

- Distribución del flujo
- Durabilidad
- Costo

Cuando los drenes están mal diseñados y no distribuyen uniformemente el agua de lavado, desestratifican la grava causando pérdidas del medio granular y deficiente limpieza de los gra-

nos. Los bajos drenes se pueden clasificar en tres tipos, como se muestra en la Tabla 6.9.

Tabla 6.9 Bajos drenes

Tipo	Uso
1. Tuberías perforadas	Para trabajo con grava
	Para trabajo con bloques y grava (bloques Wagner)
2. Falsos fondos	Fondo Weeler
	Fondo Leopold
	Boquillas Prefabricados
3. Placas porosas	Bloques permeables

Tuberías perforadas para trabajo con grava

Es el sistema más antiguo de drenaje de los filtros. Se puede usar tubería totalmente de plástico para evitar corrosión.

El sistema consiste en una tubería principal a la cual se le añaden una serie de tubos laterales perforados. La superficie total de los orificios debe ser de 0.2 a 0.33 por ciento del área filtrante, el diámetro (d) de cada orificio varía entre 6.5 y 15.8 mm, se colocan a distancia entre 0.075 y 0.025 m unos de otros.

La distancia entre tubos laterales es de 0.20 a 0.30 m centro a centro y las perforaciones forman ángulo de 300° a lado y lado de la vertical. La altura de los tubos sobre el fondo del filtro debe ser de 35 mm. La relación de la longitud de los tubos laterales a su diámetro no debe exceder de 60. Por eso, para una longitud de 1.0 m, se usa $d = 50.8$ mm (2"); para 1.5 m, $d = 63.5$ mm (2 ½"); para 2.0 y 2.5 m, $d = 76.2$ mm (3").

El inconveniente mayor de este sistema es la alta pérdida de carga (1.80 a 2.8 m) por lo que hay que diseñarlo para que distribuya de manera uniforme el agua de lavado.

Tuberías perforadas para trabajo con bloques y grava

El más conocido de estos sistemas es el llamado bloque Wagner (Patente Infilco Inc.). Este tipo de bloque es fabricado con concreto, de varias dimensiones para ser intercalado. El tamaño más pequeño es 0.26 x 0.24 m (10 3/8 pulgadas x 9 5/8 pulgadas) que pesa 10 kg por unidad. Se puede fabricar en el sitio.

El objeto de los bloques Wagner es el de reemplazar el tipo de grava más gruesa (50.8 a 19 mm o 2 a 3/4 de pulgada) y producir una distribución más eficiente de los chorros de agua provenientes de los laterales durante el lavado.

Tubería para trabajo con boquillas plásticas

En un sistema de colector principal y laterales se pueden colocar boquillas plásticas cada 0.15 m centro a centro, para que trabajen con aire o con aire y agua (Patente Patterson Candy Inc.). Los tubos pueden ser de arcilla vitrificada o plásticos. Todos confluyen a un colector principal.

Fondo Weeler

El Fondo Weeler (Patente Builder Providence Inc.) consiste en una losa de concreto situada de 0.10 a 0.50 m sobre el fondo del filtro y provista de orificios tronco-cónicos por donde pasa el agua. Existen dos tipos básicos: a) con losas prefabricadas y b) monolito fabricado en el sitio.

El primero consiste en losas prefabricadas de concreto de 0.60 x 0.60 m y 0.10 m de espesor, las cuales tienen 9 depresiones tronco piramidales de 0.15 x 0.15 m, en las que van colocadas 5 esferas de porcelana de 38.1 mm (1 1/2") de diámetro. Las

losas se pueden colocar sobre soportes de concreto de 0.10 a 0.50 m de altura anclados a ellas.

El segundo modelo para fabricar en el sitio se hace con moldes suministrados por la compañía fabricante y es en todo semejante al prefabricado, solo que el espesor de la losa es de 0.176 m (7") y las depresiones tronco piramidales son de 0.224 x 0.224 m con 14 esferas de porcelana de 60 de 75 mm (3") y 8 de 38 mm (1 1/2").

Fondo Leopold

Este fondo de filtro (Patente F.B. Leopold Co. Inc, Ilustración 6.11a) consiste en bloques de arcilla vitrificada refractaria a la corrosión de 0.279 m (11") de ancho que están divididos en dos compartimientos: el inferior, que sirve de conducto de distribución similar al sistema principal y laterales, y el superior, que se comunica con el de abajo por un hueco de 25.4 mm (1") de diámetro.

En la cara que queda en contacto con la grava hay 99 agujeros de 4 mm (5/32") por bloque, espaciados 31 mm centro a centro, que actúan a manera de criba para distribuir el agua de lavado. Con este tipo de drenes se puede disminuir el espesor de la grava dejando solo los lechos más finos. Todas las filas de bloques se orientan a un conducto central de repartición. Los bloques se sientan sobre mortero. Al lado de cada fila se colocan varillas de 6.35 mm (1/4") dejando 25.4 mm (1") de holgura alrededor de cada pieza. El espacio se rellena de concreto o mortero para hacer las uniones.

Boquillas

Existe una gran variedad de boquillas, generalmente de plástico. Se colocan en el falso fondo según instrucciones del fabricante. Se usan

preferentemente para lavados con aire-agua (Ilustración 6.12).

El aire hace bajar el nivel del agua en el falso fondo o los laterales y puede así penetrar por el orificio o ranura dejado en el vástago. Cuando se lava con agua, la misma boquilla sirve para distribuir el flujo. Muchas boquillas son especialmente diseñadas para reducir o evitar lechos de grava.

Fondos prefabricados

Se pueden hacer también fondos de concreto prefabricados que consisten en viguetas en forma de V invertida, apoyadas a cada lado del filtro y atravesadas por segmentos de tubo o niples

de plástico de 6.35 mm (¼") a 25.4 mm (1") colocados cada 0.10 a 0.20 m centro a centro. El espesor de las viguetas depende del claro que haya que cubrir.

La parte inferior de las pirámides se cierra con mortero para conseguir que toda el agua salga por los niples y se proyecte sobre la grava gruesa de 50.8 mm (2") [tres filas de 50.8 mm y una encima de 25.4 mm (1")] la cual debe en lo posible ser especialmente seleccionada por su redondez y regularidad de forma. Podrían también usarse ventajosamente bolas de vidrio porcelana o esferas plásticas rellenas con mortero 1:1, cuando se obtienen a un precio razonable. Según el espaciamiento entre orificios se produce más o menos pérdida de carga.

Ilustración 6.11 Bajo fondo a) tipo Leopold[®], b) Johnson Screens c) Tetra[®] (Infilco Degremont)

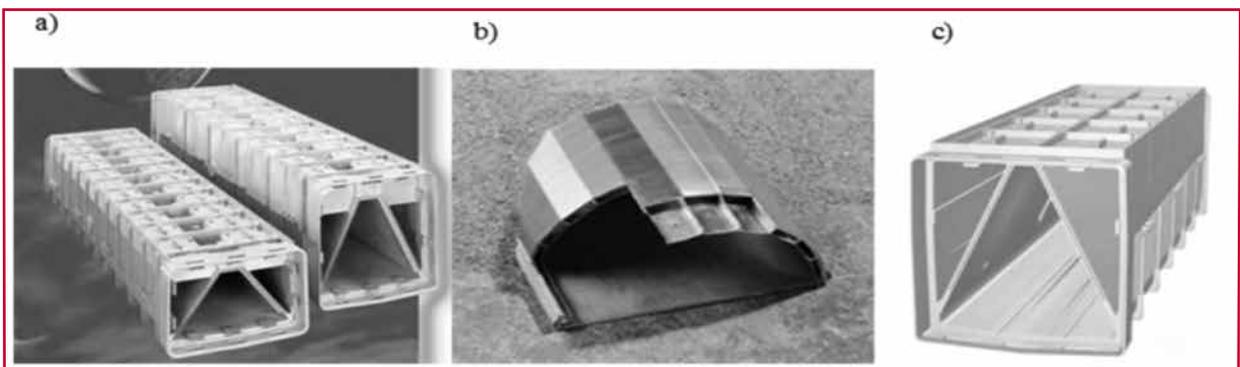


Ilustración 6.12 Falso fondo formado a base de losas prefabricadas con boquillas ranuradas de plástico



Placas porosas

Las placas porosas (Patente de Carborundum Co.) son bloques fabricados con granos relativamente grandes de óxido de aluminio mezclados con cerámica y fundidos a 1 200 °C. Dichas placas, que vienen utilizándose desde 1934, se pueden obtener en varias dimensiones, la más común es de 0.30 x 0.30 m y se colocan en soportes metálicos o de concreto a una altura de 0.20 a 0.60 m.

Como la porosidad de las placas es similar a la arena torpedo, no es necesario usar grava, lo que evita la desestratificación de los lechos de soporte y la consiguiente pérdida del medio filtrante. Su principal desventaja es su fragilidad y la posibilidad de obstrucción de los poros con el tiempo.

6.3.2 FILTRACIÓN LENTA

La filtración lenta opera en dos etapas: etapa de filtración y etapa de generación. La pérdida de carga se incrementa lentamente durante la etapa de filtración, la cual tiene una duración de semanas o meses. La pérdida de carga se incrementa lentamente porque opera a baja tasa de filtración y porque los microorganismos que se encuentran en el medio filtrante degradan parte de las partículas acumuladas. Estos filtros típicamente nunca alcanzan un punto de rotura, y la carrera de filtración se finaliza cuando la pérdida de carga alcanza la carga disponible en el sistema. Posteriormente el medio filtrante se limpia. Un filtro con nuevo medio tiene un periodo de maduración de varios días, periodo en el cual se multiplican los microorganismos y se mejora la calidad del efluente.

En la superficie del medio filtrante se forma una capa constituida por material de origen orgánico, conocida con el nombre de *schmutzdecke* o piel de filtro, a través de la cual tiene que pasar el agua antes de llegar al propio medio filtrante. La *schmutzdecke* o capa biológica está formada principalmente por algas y otras numerosas formas de vida, como plancton, diatomeas, protozoarios, rotíferas y bacterias. La acción intensiva de estos microorganismos atrapa, digiere y degrada la materia orgánica contenida en el agua. Las algas muertas, así como las bacterias vivas del agua cruda, son también consumidas en este proceso. Al mismo tiempo que se degradan los compuestos nitrogenados se oxigena el nitrógeno. También se remueve algo de color y una considerable proporción de partículas inertes en suspensión es retenida por cernido.

Las ventajas de estos filtros es que son fáciles de operar y no requieren de supervisión constante. Los operadores no requieren tener conocimientos sobre la química de la coagulación. Sin embargo, solo deben ser aplicados cuando el agua tiene una turbiedad menor a 10 NTU, un color menor a 15 unidades de color y sin arcilla coloidal presente. En la Tabla 6.10 se muestran las características de un filtro de arena.

Tabla 6.10 Principales características de un filtro de arena (Romero, 2006)

Característica	Valor
Tasa de filtración	< 0.5 m/h
Distribución del medio	No estratificado
Duración de la carrera	20-60 días
Pérdida de carga	Inicial: 0.6 m, final: 2.4-3 m
Agua de lavado	No usa
Profundidad de grava	0.3 m
Drenaje	Tubería perforada

6.4 OXIDACIÓN QUÍMICA

La oxidación química se emplea en la potabilización para remover constituyentes químicos que se encuentran en un estado reducido, como compuestos orgánicos tóxicos o compuestos olorosos y compuestos inorgánicos como hierro, manganeso o sulfuro de hidrógeno. La oxidación involucra la pérdida de uno o más electrones.

Los agentes oxidantes más comúnmente utilizados son:

- Cloro
- Dióxido de cloro
- Ozono
- Permanganato de potasio

Los oxidantes se agregan usualmente al inicio del tratamiento (pre-oxidación) o al final (desinfección), sin embargo, los oxidantes también se agregan en una variedad de puntos intermedios dependiendo del objetivo del tratamiento.

Las principales aplicaciones de los oxidantes son:

- Control del olor y sabor
- Remoción de sulfuro de hidrógeno
- Remoción de color
- Remoción de hierro y manganeso
- Desinfección

6.4.1 OXIDACIÓN CON CLORO

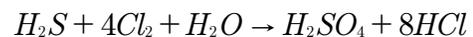
El cloro y productos a base de cloro son utilizados en el proceso de potabilización con una doble finalidad: como agentes oxidantes y como desinfectantes. El cloro es barato, fácil de usar y

destruye la mayoría de los microbios comúnmente presentes en el agua, además de que remueve compuestos que provocan olor y sabor. El cloro tiene una fuerte afinidad por varios compuestos y elementos, particularmente por los agentes reductores, pues tiene una gran tendencia a ganar electrones y formar ion cloruro o compuestos organoclorados.

Las sustancias con las cuales el cloro reacciona frecuentemente son H_2S , Fe, Mn y NO_2 , así como con la mayor parte de los compuestos orgánicos presentes. Las reacciones con los compuestos inorgánicos en general es rápida, mientras que las que se llevan a cabo con los orgánicos son muy lentas y su grado de desarrollo depende de la cantidad de cloro disponible.

6.4.1.1 Oxidación de ácido sulfhídrico

Bajo condiciones alcalinas, el cloro reacciona rápidamente con el ácido sulfhídrico de acuerdo con la reacción:

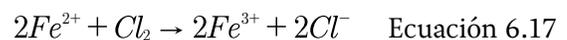


Ecuación 6.16

La reacción se lleva a cabo en pocos minutos.

6.4.1.2 Oxidación de hierro

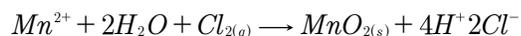
La oxidación de hierro con cloro es normalmente rápida siguiendo la reacción:



La dosis estequiométrica es 0.63 mg de Cl_2 por cada miligramo de Fe^{2+} . La reacción es relativamente rápida y generalmente se completa en menos de 15 minutos.

6.4.1.3 Oxidación de manganeso

La oxidación de manganeso es más difícil que la oxidación de hierro. La reacción de oxidación es muy lenta, a menos que el pH sea elevado por encima de 9.



Ecuación 6.18

6.4.1.4 Productos de cloro

Cloro gaseoso

El cloro gaseoso es considerado generalmente como la forma más rentable para las plantas de gran tamaño.

Es más pesado que el aire, de color amarillo verdoso y tóxico. Un volumen de cloro líquido dentro de un tanque a presión equivale aproximadamente a 450 volúmenes de gas. El cloro es un compuesto muy reactivo, la bruma de cloro es muy corrosiva, por lo que los equipos dosificadores deben ser de aleaciones especiales o no metálicas. El vapor inhalado causa serios daños e incluso la muerte.

Se considera que el cloro gaseoso ofrece hasta 94.5 por ciento de reducción en el costo de construcción debido a que no requiere de lagunas de contacto, necesarias para el cloro en solución.

El gas es sacado del contenedor por medio de una válvula conectada en la parte superior. El cloro líquido se evapora dentro de este antes de salir. El diseño y la instalación de los equipos debe ser tal que se evite al máximo cualquier fuga asociada con las operaciones de conexión, vaciado o desconexión de los tanques. El cloro en forma gaseosa frecuentemente contiene cloroformo, tetracloruro de carbono y otros residuos que re-

accionan con la materia orgánica para producir trihalometanos, cloraminas, haloacetoneitros, ácidos haloacéticos y halofenoles.

Hipocloritos

Los hipocloritos son sales del ácido hipocloroso (HOCl). El hipoclorito de calcio es la forma más común en estado seco. Se puede presentar en polvo, gránulos o tabletas que se disuelven para producir cloro libre en aproximadamente 70 por ciento del original.

El hipoclorito de sodio (NaOCl) se encuentra en estado líquido en concentraciones que contienen entre 5 y 15 por ciento en volumen de cloro. Generalmente, el hipoclorito líquido es más económico que el sólido, que se ha utilizado generalmente en albercas, pequeñas plantas potabilizadoras y en situaciones de emergencia. El hipoclorito de sodio es transportado en cilindros a presión. Los tamaños más comunes son de 100 y 500 kg, pero existen de mayor tamaño, o mediante pipas para plantas de gran capacidad. El lugar donde se almacenen los contenedores debe ser frío, bien ventilado, con protección para vapores corrosivos y drenes para evitar encharcamientos.

El hipoclorito de calcio es relativamente estable en condiciones normales, sin embargo, es capaz de reaccionar con otras sustancias, por lo que debe ser almacenado lejos de otros reactivos o materiales. Su presentación puede ser en polvo, granular o en tabletas de varios tamaños con una concentración de hasta 65 por ciento de cloro.

Dióxido de cloro

El dióxido de cloro es un gas amarillo verdoso, muy soluble en agua (20 g/L), similar en aspecto y color al cloro. Es bastante inestable y no

puede ser comprimido ni licuado sin peligro de explosión, por lo que debe ser generado *in situ*, en el lugar y en el momento de su empleo. El poder oxidante del dióxido de cloro es mayor que el del cloro, es más adecuado que el cloro cuando se pretende mejorar ciertas características organolépticas del agua como puede ser la mejora del sabor y olor. Una de sus principales características es que puede oxidar a una variedad de constituyentes sin producir trihalometanos y ácidos haloacéticos.

Cloraminas (NH_2Cl)

Las cloraminas tienen un poder desinfectante inferior al cloro, sin embargo, la preocupación en las últimas décadas por los subproductos de la cloración, principalmente los trihalometanos y ácidos halohacéticos en el agua tratada, ha aumentado el interés por las cloraminas como desinfectante alternativo, al generar menos subproductos de desinfección. Su inconveniente es que generan nitritos y nitratos derivados de su autodescomposición, cuyas concentraciones están reguladas por la NOM 127-SSA1-1994.

6.4.2 OXIDACIÓN CON OZONO

El ozono se usa en el tratamiento de agua en diversas aplicaciones, incluyendo: desinfección, oxidación de hierro y manganeso, oxidación de sulfuros, oxidación de compuestos que provocan sabor, olor y color, oxidación de microcontaminantes. A diferencia del cloro, desinfecta de forma inofensiva para el organismo humano, ya que no forma subproductos dañinos para la salud (trihalometanos). Es un gas fuertemente oxidante que reacciona con la mayoría de las moléculas orgánicas así como con muchas inor-

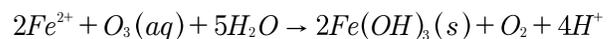
gánicas y se produce por la acción de un campo eléctrico sobre el oxígeno.

El ozono es más reactivo que el cloro y sus reacciones son rápidas al inactivar microorganismos, oxidar hierro, manganeso y sulfuros, mientras que oxida lentamente compuestos orgánicos como sustancias húmicas y fúlvicas, pesticidas y compuestos orgánicos volátiles. Los inconvenientes que presenta el uso de ozono son que su dosificación requiere mayor tecnología, siendo el costo de inversión y operación mayor en comparación a otros oxidantes, además de que tiene una vida media en agua de aproximadamente 10 a 30 minutos, por lo cual debe ser generado *in situ*.

6.4.2.1 Oxidación de hierro y manganeso

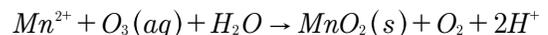
A continuación se muestran las reacciones de óxido-reducción para la oxidación de hierro y manganeso con ozono.

Para hierro:



Ecuación 6.19

Para manganeso:



Ecuación 6.20

La dosis estequiométrica para la oxidación de hierro es de 0.43 mg de ozono por cada mg de hierro y 0.88 mg de ozono por cada miligramo de manganeso. En ambas ecuaciones la alcalinidad se consume como resultado de la producción de ácido. La cantidad de alcalinidad consumida es 1.79 y 1.82 mg/L de $CaCO_3$ por miligramo por litro de hierro y manganeso oxidado, respectivamente.

6.4.2.2 Oxidación de ácido sulfhídrico

La reacción redox que ocurre durante la oxidación de ácido sulfhídrico es:



Ecuación 6.21

En la práctica se ha encontrado que la dosis de ozono para la oxidación de ácido sulfhídrico es de 2 a 4 miligramos de O_3 por miligramo de H_2S .

6.4.2.3 Oxidación de compuestos que generan olor y sabor

El ozono es efectivo para remover compuestos que producen olor y sabor en agua. Las dosis típicas de ozono son de 1 a 3 mg/L con un tiempo mínimo de contacto de 15 minutos. Se requiere llevar a cabo pruebas a escala laboratorio y piloto para encontrar la dosis óptima y tiempo de contacto óptimo.

6.4.2.4 Oxidación de materia orgánica natural

En adición a los usos descritos anteriormente, el ozono reacciona con la materia orgánica natural para formar compuestos de bajo peso molecular como aldehídos, ácidos orgánicos y cetonas. Muchos compuestos polares son biodegradables y no se cree que sean dañinos, pero pueden depositarse en el sistema de distribución.

6.4.2.5 Sistemas de generación de ozono

El ozono puede ser generado por diversos métodos, a saber:

1. **Fotoquímico.** Se basa en el principio de ionización del aire u oxígeno por medio de

luz ultravioleta. Se usa una lámpara que emita una radiación con longitud de onda menor a 200 nm. Este método es muy económico para el tratamiento de pequeñas cantidades de agua que no demanden gran cantidad de ozono. Pero consume gran cantidad de energía y es severamente afectado en su eficiencia por la humedad y la durabilidad de la lámpara

2. **Electrólisis del ácido sulfúrico.** Es el método más antiguo. Es muy simple y atractivo para usar a pequeña escala. Emplea un bajo voltaje de corriente directa, no requiere gas de alimentación y el equipo es compacto. Sin embargo, se desgasta muy rápido y necesita electrolitos especiales o agua con baja conductividad
3. **Corona de descarga.** En este método se aplica alto voltaje entre dos electrodos utilizando un dieléctrico para distribuir la carga de alto voltaje a través del área de descarga. Es práctico y útil para grandes cantidades, sin embargo, consume mucha energía. Al pasar una corriente de aire u oxígeno, libre de humedad, a través de una descarga eléctrica, los enlaces entre las moléculas de oxígeno se rompen, produciendo radicales de oxígeno, que se enlazan con otras moléculas de oxígeno formando O_3 (ozono). Sus ventajas son: menor coste de producción de ozono (mejor relación coste-eficiencia) y mayor durabilidad del sistema. Es el método más utilizado industrialmente para generar ozono

Un sistema de ozonización consta de: la alimentación del aire u oxígeno, un suministro de electricidad, un generador de ozono, un reactor o contactor y el destructor de ozono residual. Para controlar la tasa de producción de

ozono se puede variar el voltaje o la frecuencia eléctrica. Cuando se emplea aire del ambiente para generar ozono, la concentración que se obtiene es de 1 a 3.5 por ciento en peso; en contraste, cuando se emplea oxígeno puro, la concentración obtenida es prácticamente el doble. En la mayoría de las instalaciones, el ozono es producido eléctricamente del aire u oxígeno usando tubos o platos dieléctricos, siendo lo más común el empleo de tubos horizontales.

6.4.2.6 Sistema de preparación de gas de alimentación

La preparación del gas de alimentación para la generación de ozono es extremadamente crítica porque es necesario un gas limpio y libre de humedad.

El aire debe secarse para evitar la formación de ácido nítrico y aumentar la eficiencia del generador. La calidad y la concentración del ozono producido dependen del secado del aire de alimentación. Para la producción de ozono por descarga eléctrica, los proveedores recomiendan que el aire se seque al menos a 60 °C. Se requiere un higrómetro como elemento de control en cualquier sistema de preparación para maximizar la producción de ozono.

Para seleccionar el sistema de preparación del gas se debe considerar el método de contacto seleccionado, que normalmente cuenta con un refrigerante (para llevar al gas a su punto de rocío) y un secador (para maximizar la producción). Los sistemas de preparación de aire típicos incluyen: compresor, enfriamiento de aire, secadores de aire y filtro de partículas.

6.4.2.7 Dosificación

Los principales mecanismos de introducción del ozono generado en la unidad de contacto son (Rodríguez, 2003):

- Difusores de burbujas. Es lo más usado. Consiste en material poroso cerámico.
- Inyectores tipo Venturi
- Otros métodos como columnas empaquetadas, columnas de flujo inverso, cámaras de pulverización, turbinas, etcétera

Generalmente el ozono se encuentra en concentraciones bajas en el gas acarreador, por lo que se requiere diseñar una unidad que maximice su transferencia al agua. Las unidades de contacto varían en términos del tipo, condiciones de operación y funciones específicas del ozono en el punto de aplicación. Lo primordial es lograr la máxima transferencia en el menor tiempo posible, por cuestiones económicas, con eficiencia del orden de 90 por ciento. En los procesos de oxidación es imprescindible el contacto inmediato del ozono con la solución a tratar, debido a que el ozono es muy inestable. El diseño de los sistemas de contacto para ozono es importante debido a que se desea aumentar lo más posible la eficiencia en la transferencia de ozono para reducir el costo del tratamiento.

6.4.2.8 Necesidad de un destructor de ozono

Debido a que las eficiencias de transferencia de los difusores de ozono son menores a 100 por ciento, el ozono remanente no puede ser descargado directamente a la atmósfera, sino que es necesario destruirlo.

Además, el personal, equipo y estructuras deben ser resistentes a la exposición a altas concentraciones de ozono. Es común que el gas de salida tenga de 0.2 a 0.5 g/m³ de ozono en condiciones normales de presión y temperatura. Esta concentración excede el valor permisible para un período de 8 horas por día de trabajo que es de 0.0002 g/m³ o 0.1 ppm (Imeca 100).

6.4.3 OXIDACIÓN CON PERMANGANATO DE POTASIO

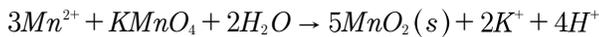
El permanganato de potasio (KMnO₄) se usa en potabilización para una variedad de propó-

Para hierro:



Ecuación 6.22

Para manganeso:



Ecuación 6.23

La dosis estequiométrica para la oxidación de hierro es 0.94 mg de KMnO₄/mg Fe²⁺ y la dosis para manganeso es de 1.92 mg KMnO₄/mg Fe²⁺. En ambas reacciones se consume alcalinidad debido a la producción de iones hidrógeno.

6.4.3.2 Oxidación de compuestos que dan olor y sabor

La aplicación de permanganato es poco común para la oxidación de compuestos que dan olor y sabor. Las dosis varían típicamente de 0.25 a 20 mg/L.

sitos. Las principales aplicaciones involucran su uso como oxidante, incluyendo: oxidación de hierro y manganeso, oxidación de compuestos que dan color y sabor al agua, control de compuestos orgánicos y control de formadores de trihalometanos mediante la oxidación de sus precursores.

6.4.3.1 Oxidación de hierro y manganeso

El principal uso del permanganato de potasio en el tratamiento de agua es la oxidación de hierro y manganeso. A continuación se muestran las correspondientes reacciones redox.

6.4.3.3 Importancia del control de dosificación con permanganato

La presencia de permanganato imparte un color rosa fácilmente detectable en el agua cuando se sobre dosifica en un rango de 0.05 mg/L. Es importante remover el permanganato que no reaccionó debido a que tiende a formar depósitos negros en los tanques de distribución.

6.5 DESINFECCIÓN

Para la desinfección del agua se emplean comúnmente cinco agentes desinfectantes:

- Cloro libre
- Cloro combinado
- Dióxido de cloro
- Ozono
- Luz ultravioleta

Los primeros cuatro son oxidantes químicos, mientras que la luz ultravioleta involucra el uso de radiación electromagnética. La Tabla 6.11 muestra las características de los cinco.

6.5.1 DESINFECCIÓN CON CLORO LIBRE Y CLORO COMBINADO

El cloro es el principal compuesto empleado para la desinfección del agua, debido a su disponibilidad y bajo costo. Se usa en forma gaseosa, sólida o líquida y en forma pura o combinada.

De los productos a base de cloro los más comunes son: cloro gas, hipoclorito de sodio, hipoclorito cálcico, dióxido de cloro, y cloraminas (cloro combinado).

La acción desinfectante del cloro ocurre como producto de las reacciones entre el ácido hipocloroso (HOCl) y el ion hipoclorito (OCl⁻) en las estructuras moleculares de las bacterias y virus, ya que inactivan la patogenicidad de organismos y agentes infecciosos. La tasa de desinfección depende de la concentración y forma en que se encuentre el cloro disponible, el tiempo de contacto, el pH, temperatura y otros facto-

res. El ácido hipocloroso es más eficiente que el ion hipoclorito para desinfectar, mientras que la acción bactericida del cloro combinado es mucho menor que la del cloro residual libre, particularmente en términos de la velocidad de la reacción.

Los principales factores que afectan la eficiencia de desinfección son:

- **Tiempo de contacto.** Se refiere al tiempo disponible para que el cloro actúe sobre los microorganismos. Este tiempo debe ser de 15 a 30 min
- **Temperatura.** La destrucción de microorganismos con cloro es mucho más rápida a mayor temperatura. A pesar de esto, el cloro es más estable en agua fría, lo que en la práctica compensa la menor velocidad de desinfección. Así, para lograr la misma acción a 4 °C que a 21 °C, la concentración de cloro residual debe ser el doble
- **pH.** Afecta la acción desinfectante del cloro, particularmente la del cloro residual combinado. De forma general, mientras más alcalina sea el agua se re-

Tabla 6.11 Características de los desinfectantes

Desinfectante					
	Cloro libre	Cloro combinado	Dióxido de cloro	Ozono	Luz ultravioleta
Eficacia de desinfección					
Bacterias	Excel ^o ente	Buena	Excel ^o ente	Excel ^o ente	Buena
Virus	Excel ^o ente	Regular	Excel ^o ente	Excel ^o ente	Regular
Protozoarios	Regular a mala	Pobre	Buena	Buena	Excel ^o ente
Endoesporas	Buena a regular	Pobre	Regular	Excel ^o ente	Regular
Formación de químicos					
Subproductos	Forma 4 trihalometanos y 5 ácidos haloacéticos	Trazas de trihalometanos y haloacéticos	Clorito	Bromato	Ninguno
Aplicación Típica					
Dosis (mg/L)	1-6	2-6	0.2-1.5	1-5	20-100 mJ/cm ²

quieren mayores dosis para una misma temperatura y tiempo de contacto. A un pH de 6.5 y una temperatura de 2 °C, 0.3 mg/L de cloro residual combinado causa un efecto letal en 100 por ciento de bacterias. A la misma temperatura y para lograr el mismo efecto, el cloro residual combinado debe aumentarse hasta 0.6 mg/L a pH de 7.0 y hasta 1.2 mg/L a pH de 8.5

No existen tablas o dosificaciones universales de la cantidad de cloro que deba añadirse para potabilizar el agua, pues ello depende de cada agua. Se debe, entonces, determinar en laboratorio la demanda de cloro y la cantidad suficiente para mantener un residual que proteja el agua durante su transporte. De hecho, la medición de este residual constituye la prueba esencial de la potabilidad de un agua y es muy útil, ya que se correlaciona directamente en el contenido de coliformes totales y fecales, evitando realizar tediosas determinaciones en forma rutinaria.

Para determinar la dosis óptima, se deben realizar pruebas de laboratorio agregando cantidades crecientes de cloro al agua y midiendo su concentración a través del tiempo. La dosis óptima será la que produzca un residual de cloro libre de 0.2 a 1.5 mg/L para agua potable al final del período de contacto. En la Tabla 6.12 se presentan las dosis típicas de cloro (en sus diferentes formas) usadas en plantas potabilizadoras.

Tabla 6.12 Dosis de cloro aplicadas en plantas potabilizadoras

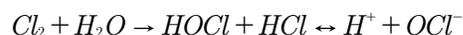
Compuesto de cloro	Dosis (mg/L)
Cloro gas	1 a 16
Hipoclorito de sodio	0.2 a 2
Hipoclorito de calcio	0.5 a 5

La dosis de cloro ideal es la necesaria para destruir todos los organismos patógenos presentes en ella. Por tanto, para poder determinarla es indispensable tener en cuenta los siguientes parámetros:

- Organismos que se intenta destruir u organismos índice (coliformes fecales)
- Tiempo disponible entre el momento en que se aplica el cloro al agua y el momento en que esta es consumida, usada o descargada (tiempo de contacto)
- Cantidad de cloro que económicamente se puede agregar
- Clase de desinfectante que se forma en el agua (HClO, ClO⁻, NH₂Cl) según sea el pH y el contenido de nitrógeno y materia orgánica
- Definir si se requiere precloración y poscloración o solo poscloración, dependiendo de las características de la fuente. Por ejemplo: aguas altamente contaminadas con coliformes superiores a 5 x 10³ o que presentan una excesiva producción de algas en la planta deben siempre preclorarse)

6.5.1.1 Química de la cloración

Cuando el cloro es disuelto en agua a una temperatura entre 9 °C y 100 °C forma los ácidos hipocloroso (HOCl) y clorhídrico (HCl):

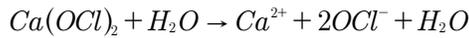


Ecuación 6.24

La reacción se lleva a cabo en muy pocos segundos. A su vez, el ácido hipocloroso se ioniza en forma instantánea y forma el ion hidrógeno y el ion hipoclorito (OCl⁻):



Por otra parte, si se adiciona hipoclorito de calcio al agua se forma el ion hipoclorito en forma directa:



Ecuación 6.26

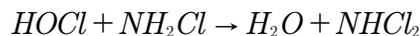
El cloro presente en el agua como ácido hipocloroso o como ion hipoclorito es definido como cloro libre disponible o agente verdadero de desinfección.

6.5.1.2 Demanda de cloro, cloro combinado y punto de quiebre

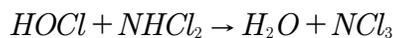
El ion hipoclorito se combina rápidamente con el amoníaco contenido en el agua para liberar las cloraminas de acuerdo con:



Ecuación 6.27



Ecuación 6.28



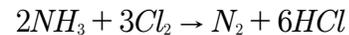
Ecuación 6.29

A la suma de estos tres productos de reacción se les conoce como cloro combinado. El cloro total es igual a la suma del cloro libre y el cloro combinado.

Los productos predominantes de la reacción dependen del pH, temperatura, tiempo y la concentración inicial de la relación entre el cloro y el amonio. La mono y dicloramina se forman

preferentemente a valores de pH de 4.5 a 8.5. Por arriba de 8.5, casi solo hay monocloramina pero debajo de 4.4 se produce la tricloroamina. Si la relación molar entre el cloro y el nitrógeno amoniacal es menor de 1, se forma preferencialmente la mono y dicloroamina.

Si en las reacciones anteriores se continúa la adición de cloro, se llega al punto en que tres moles de cloro reaccionan con el amoníaco para liberar nitrógeno gas y reducir el cloro a ion cloruro. Este es el punto de quiebre; a medida que se añade más cloro al agua aumenta la concentración del cloro residual libre, pudiendo subsistir a la vez una pequeña concentración de cloro residual combinado.



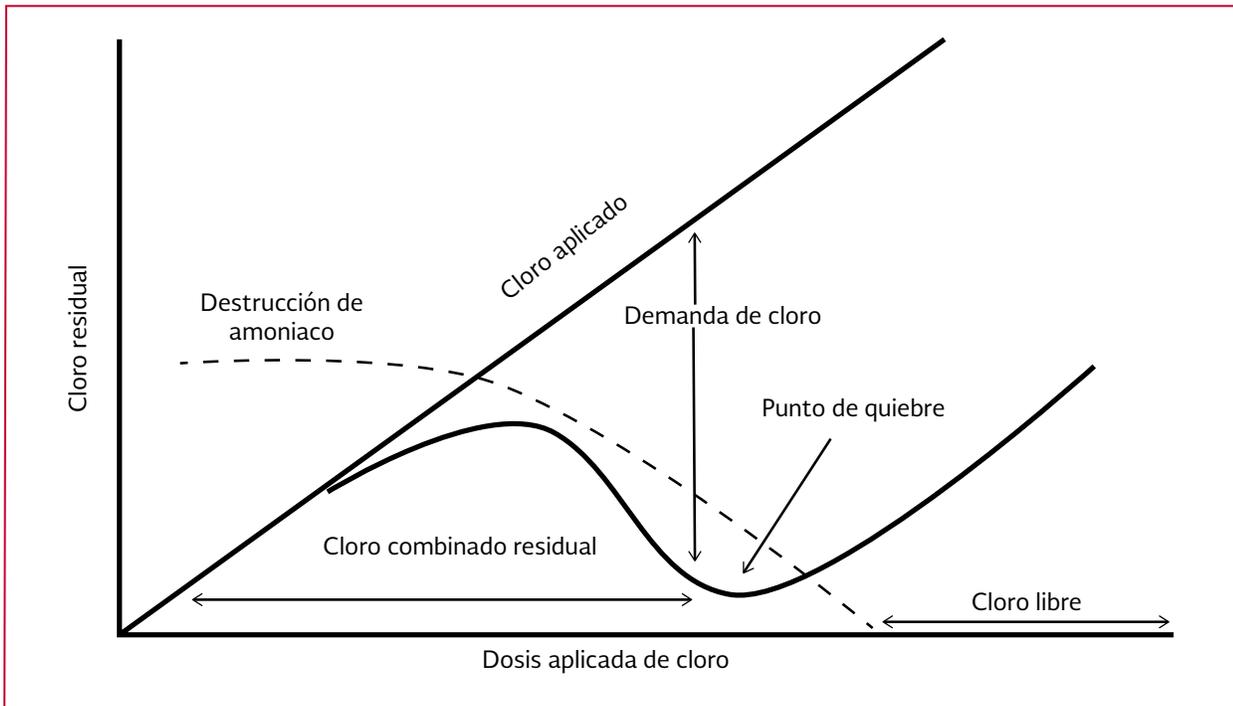
Ecuación 6.30

Lo anterior se muestra en la Ilustración 6.13. La línea recta que parte del origen representa la cantidad aplicada de cloro en tanto que la línea curva es la cantidad residual al efectuar varias dosificaciones y esperar el tiempo de contacto, generalmente de 15 a 30 min. La demanda de cloro está dada por la distancia entre la cantidad aplicada menos la residual y representa la cantidad de cloro reducido para oxidar la demanda y que por tanto no está en forma activa en la solución.

Las cloraminas residuales se reducen a un valor mínimo en el punto de quiebre a partir del cual se obtiene nuevamente cloro residual libre. El valor al cual ocurre este punto es único para cada agua pues depende de sus características físicas y químicas.

La presencia de cloraminas no es mala, incluso es deseable en los casos en que se busca man-

Ilustración 6.13 Punto de quiebre



tener la acción residual por largos periodos en el sistema de distribución, o bien, se pretende evitar la formación de organoclorados.

En potabilizadoras la poscloración debe usarse en todos los casos. Las dosis dependen de la demanda de cloro en la red. Las redes de gran longitud, al presentar largos periodos de retención, requieren dosis iniciales mayores que las redes cortas.

6.5.1.3 Impurezas del cloro

El cloro en forma gaseosa frecuentemente contiene cloroformo, tetracloruro de carbono y otros residuos que reaccionan con la materia orgánica para producir trihalometanos, cloraminas, haloacetoneitritos, ácidos haloacéticos y halofenoles.

6.5.1.4 Control de trihalometanos

La cloración de aguas superficiales que contienen ácidos húmicos, provenientes de la descomposición de vegetales y animales, genera la formación de trihalometanos (THMs). Los más comunes son el cloroformo y el bromodiclorometano. Hay altas probabilidades de que estos compuestos sean carcinógenos en concentraciones por arriba de 0.1 mg/L.

Los trihalometanos se generan fácilmente cuando hay materia orgánica y se practica el punto de quiebre para eliminar nitrógeno, cuando se efectúa el control de olor y sabor con cloro, o cuando se opera para tener contenidos altos de cloro libre residual en el agua potabilizada. Para evitar su aparición se recomiendan las siguientes prácticas:

- Clorar solo después de la coagulación-floculación y sedimentación
- Mejorar el proceso de clarificación
- Usar un desinfectante alternativo, que no sea halógeno
- Emplear dióxido de cloro en lugar de cloro
- Aplicar carbón activado para absorber tanto los THMs como los compuestos húmicos (opción más costosa)

Aún en el caso de emplear un desinfectante alternativo como el ozono o la luz ultravioleta, se debe añadir cloro al final para garantizar la capacidad residual de desinfección que solo este compuesto posee, ya que siempre es necesario proteger el agua durante su distribución.

6.5.1.5 Cloración de sistemas de distribución

El consumo de cloro en el agua de una red de distribución se debe, por una parte, al consumo del cloro por la propia agua (sustancias presentes en ella y otras condiciones físicas) y por otra, al consumo que se produce en la interfase con las paredes de las conducciones; depende principalmente de la temperatura y del contenido en materias orgánicas disueltas.

En la interfase con las paredes, el consumo de cloro se produce por la interacción con los productos de corrosión y por los depósitos y biomasa fijada en las paredes.

Las dos técnicas de cloración generalmente empleadas para la red de distribución son la cloración residual libre y la cloración residual combinada (más la primera que la segunda). Esta cloración debe ser suficiente para mantener la concentración de cloro residual libre de 0.2 a 1.5 estipulada en la normativa.

6.5.1.6 Sistemas nuevos

Las tuberías nuevas para conducción de agua potable deben ser probadas para verificar que funcionen a presión y también deben ser lavadas para remover impurezas y desinfectadas antes del inicio de operación. Para ello, existen tres métodos: uno continuo, otro por retardamiento y por último uno con tabletas. El primero consiste en hacer circular agua con cloro libre a 50 mg/L por medio de inyección directa del clorador, por lo menos durante 24 horas. El líquido debe circular por todo el sistema, lo que incluye válvulas e hidrantes.

El método por retardamiento consiste en llenar el sistema de distribución con agua con 300 mg/L de cloro libre y dejarla por 3 horas, en diversos tramos de la tubería. Este método es propio para sistemas de distribución de grandes diámetros donde no es posible aplicar la alimentación continua. Tiene la desventaja de que al no fluir el agua las impurezas no son arrastradas y purgadas del sistema.

El tercer método emplea tabletas de hipoclorito de calcio colocadas en diversos puntos de sistema que son llenados lentamente con agua para disolverlas. La solución resultante debe contener 50 mg/L de cloro y permanecer por 24 horas.

Al final de cualquiera de los métodos se debe enjuagar el sistema y realizar pruebas microbiológicas para verificar la limpieza.

Los tanques y cajas que forman parte del sistema de distribución de agua potable también deben ser desinfectados antes del inicio de su operación. Para ello se debe realizar una inspección física con el objetivo de retirar basura y aplicar cloro en una concentración de 50 mg/L durante

6 horas. Otra opción es aspersar en las paredes una solución de cloro a razón de 500 mg/L.

6.5.2 DESINFECCIÓN CON DIÓXIDO DE CLORO

El dióxido de cloro es un germicida de acción rápida. Su forma gaseosa es inestable y se descompone en cloro gaseoso (Cl_2) y oxígeno gaseoso (O_2) produciendo calor. Es soluble en agua y estable en solución acuosa.

Puede obtenerse de dos formas:

1. Generación *in situ*, mezclando dos componentes distintos, el ácido clorhídrico y clorito sódico
2. Encargando la forma estabilizada, que después se activa en el laboratorio cuando se necesita

El dióxido de cloro es el más selectivo de las biocidas oxidantes. El ozono y el cloro son mucho más reactivos que el dióxido de cloro y son consumidos por la mayoría de los compuestos orgánicos. En cambio, el dióxido de cloro solo reacciona con los compuestos de azufre reducido, las aminas secundarias y terciarias y otros compuestos orgánicos muy reducidos y reactivos. Por consiguiente, con el dióxido de cloro puede conseguirse un residuo más estable a dosis mucho menores que cuando se utiliza ozono o cloro. Si se genera adecuadamente, el dióxido de cloro, gracias a su selectividad, puede usarse con más eficacia que el ozono o el cloro en los casos de mayor carga de materia orgánica (OMS, 2005).

Cuando se comenzaron a regular los subproductos de la desinfección, el dióxido de cloro se convirtió en una alternativa de desinfección, ya que casi no genera subproductos de desinfección, a

excepción de bajas concentraciones de aldehídos y cetonas. Sin embargo, se conoce que también produce dos subproductos inorgánicos, los iones clorito y clorato. Como resultado, todas las aplicaciones con dióxido de cloro se reservaron a aguas con poco contenido de carbono orgánico total.

6.5.3 DESINFECCIÓN CON OZONO

El ozono es el desinfectante más fuerte y su uso se ha incrementado en los últimos años por ser un poderoso oxidante de materia orgánica e inorgánica. Se genera en el sitio de la planta de tratamiento como un gas y posteriormente se inyecta al agua. Una vez disuelto, comienza un proceso que resulta en la formación de radicales hidroxilo ($\text{OH}\cdot$).

El ozono reacciona de dos maneras con los contaminantes y microbios: por oxidación directa y a través de la acción de los radicales hidroxilos, generando su descomposición.

Sus ventajas con respecto al cloro son:

- Es eficaz contra *Cryptosporidium*
- No deja sabores ni olores

Las desventajas son:

- No se puede transportar con facilidad y por ende se debe generar *in situ*
- No proporciona un residuo combinado como las cloraminas como protección contra la infección en los sistemas de distribución
- Alto costo en comparación con la cloración

Los sistemas de ozono deben ser instalados y monitoreados correctamente ya que el ozono es

un gas que a altas concentraciones puede deteriorar y oxidar las tuberías, junto con sus componentes de distribución.

La demanda de ozono es la dosis que debe ser agregada antes de que se pueda determinar ozono residual en el agua. Corresponde a la cantidad de ozono consumido durante las reacciones rápidas que ocurren con compuestos rápidamente degradables. La caída de ozono es la tasa a la cual la concentración de ozono residual disminuye en el tiempo cuando la dosis de ozono es mayor a la demanda de ozono.

Debido a la descomposición de ozono en el agua, debe agregarse cierta cantidad de cloro, para mantener el poder desinfectante a lo largo del sistema de distribución del agua.

6.5.4 DESINFECCIÓN CON LUZ ULTRAVIOLETA

Todos los desinfectantes mencionados anteriormente son oxidantes químicos. La desinfección de agua también se puede llevar a cabo mediante luz ultravioleta, el cual es un proceso que emplea radiación electromagnética. La luz ultravioleta es una alternativa a la utilización de cloro que no genera subproductos.

La desinfección con luz UV fue utilizada en agua de suministro a principios de 1900 pero se abandonó por sus altos costos de operación, los problemas de mantenimiento y la falta de disponibilidad de equipo. Paradójicamente, hoy en día la desinfección con luz UV es un proceso que está ganando terreno con respecto a la cloración, debido a la estricta reglamentación de los organoclorados que esta última produce. En los últimos 20 años, el uso de la luz UV se ha incrementado incluso en plantas de tratamiento

de aguas residuales. Comparada con la cloración, la luz UV desinfecta el agua residual sin la necesidad de almacenar o manejar reactivos químicos peligrosos y, por sus cortos tiempos de contacto (del orden de segundos o minutos), reduce el tamaño de los tanques de tratamiento y con ello el costo. Actualmente se han construido o planeado gran número de sistemas de desinfección con luz UV que, por lo anterior mencionado, han resultado económicos y competitivos con respecto a la cloración.

6.5.4.1 Características y acción germicida

La luz ultravioleta es una radiación electromagnética que está presente en el espectro natural de la radiación solar. Tiene una longitud de onda menor a la de la luz visible (400 nm) y mayor a la de los rayos X (100 nm) (MWH, 2012). Mientras menor es la longitud de onda mayor es la energía contenida. Así, la radiación ultravioleta tiene una energía inferior a la de los rayos X pero mayor que la de la luz visible.

Las longitudes de onda debajo de 200 nanómetros no pueden penetrar el agua, por lo tanto, no se consideran germicidas. Por otra parte, se ha establecido que la radiación de luz ultravioleta penetra la pared celular de los organismos y es absorbida por el ADN y el ARN alterando su composición, lo cual impide la reproducción o produce directamente la muerte de la célula por medio de la formación de dobles enlaces entre sus nucleótidos. Esta absorción del ADN no se lleva a cabo a longitudes de onda mayores de 300 nm, por lo que el rango germicida se encuentra entre 200 y 300 nm, siendo la longitud óptima 254 nm.

Nota: la unidad estándar para longitud de onda es el nanómetro (nm). $1 \text{ nm} = 10^{-9} \text{ m}$.

6.5.4.2 Reactivación

Bajo algunas condiciones, el daño fotoquímico causado por la luz UV a los microorganismos puede ser reparado, permitiendo que los microorganismos inactivados puedan ser viables después del proceso de desinfección. Existen dos mecanismos de reparación que tienen gran importancia en la desinfección con luz UV:

- Fotoreactivación
- Reparación en la oscuridad

La fotoreactivación se realiza en presencia de luz con longitudes de onda entre 310 y 480 nm. Consecuentemente, este proceso no se produce en líneas de distribución cerradas o en receptores profundos de agua. La importancia de la fotoreactivación depende de tres factores:

- La dosis inicial de radiación UV para la inactivación
- La dosis de la radiación fotoreactivante
- El tipo de microorganismo

La reparación en la oscuridad, el otro mecanismo de reparación, implica el reconocimiento de la doble ligadura en la cadena del ADN y su eliminación. Pero es menos probable que ocurra. Los organismos que son capaces de llevar a cabo la reparación en oscuridad muestran una mayor resistencia a la radiación UV.

Eventualmente es posible determinar si un organismo es capaz de fotoreactivarse usando su mapa genético. En general, no es seguro asumir que ningún organismo es capaz de autorepararse sin que se realicen pruebas para demostrarlo.

6.5.4.3 Prueba de tratabilidad

Estas pruebas se realizan con el objeto de ayudar a predecir los mejores tiempos de exposición que produzcan la inactivación de los microorganismos de interés hasta los niveles deseables.

Se realizan con un equipo de luz colimada (Ilustración 6.14). El equipo consta de una lámpara de baja intensidad y baja presión que está suspendida en forma horizontal sobre la muestra que se va a irradiar. Es importante que la muestra se agite apropiadamente durante y después de la exposición. La intensidad de luz irradiada se mide con un radiómetro y el tiempo de exposición con un cronómetro. La intensidad promedio irradiada a la muestra se calcula a partir de la intensidad irradiada ajustada con la absorbancia de la luz UV a 254 nm usando la ley de Beer-Lambert. La dosis aplicada puede ser controlada variando la intensidad UV o el tiempo de exposición.

La cuantificación de los microorganismos de interés se realiza inmediatamente después de cada exposición para prevenir la reactivación en la luz u oscuridad y su concentración es graficada en función de las dosis aplicadas.

Es importante determinar parámetros como transmitancia de luz UV a 254 nm, concentración de sólidos suspendidos totales (SST) y distribución del tamaño de partícula (DTP), para correlacionarlos con los resultados de la inactivación.

Interferencias

El éxito de la desinfección con luz UV depende de las características del agua, en particular de

la transmitancia, del contenido de sólidos disueltos y de la turbiedad.

Efecto de las sustancias que absorben la luz

Debido a que la luz UV debe ser absorbida por los microorganismos para que los inactive, cualquier cosa que evite su contacto afecta el grado de desinfección. La capacidad que tiene el agua para transmitir la luz UV determinará si es conveniente o no la desinfección con luz UV.

Transmitancia

La transmitancia se define como la capacidad que tiene el agua para dejar pasar la luz, en este caso la UV, a través de ella. Es leída a una longitud de onda de 254 nm y se expresa como un porcentaje de la transmitancia que representa el agua desionizada (establecida como 100 por ciento). La Tabla 6.13 muestra valores de transmitancia típicos para diversos tipos de agua.

Debido a que la dosis es el producto de la intensidad por el tiempo de exposición, una intensidad menor provocada por la falta de transmitancia puede ser compensada extendiendo el tiempo de retención pero, en ese caso, se requiere mayor espacio y más equipo de radiación.

Sustancias disueltas

Las sustancias disueltas tanto orgánicas como inorgánicas afectan también la absorción de la luz UV. Las más significativas son: hierro, nitratos y materia orgánica natural. El cloro, peróxido de hidrógeno y el ozono también tienen un efecto importante.

Efecto de las partículas suspendidas

La materia suspendida en el agua puede interferir con la transmisión de la luz UV ya que puede cubrir a los microorganismos mediante dispersión, reflexión o refracción, evitando que la luz UV los penetre (Ilustración 6.15).

Ilustración 6.14 Dispositivo de luz colimada (MHW, 2012)

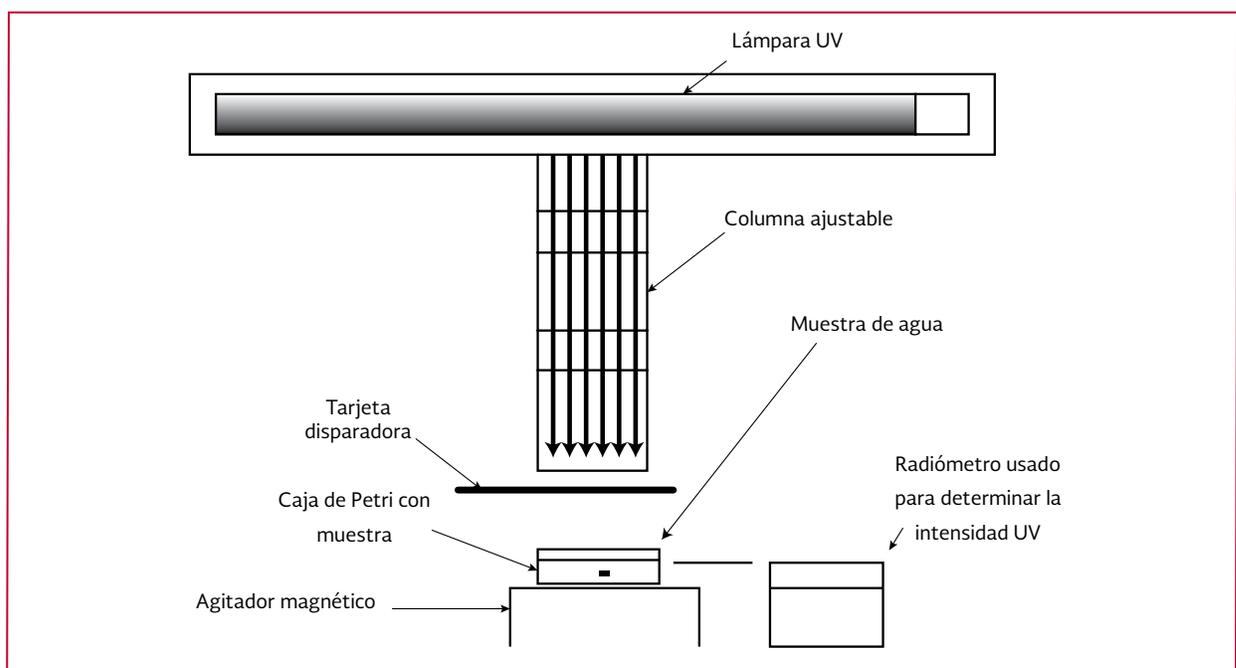


Ilustración 6.15 Mecanismos de interferencia de las partículas a) vista general b) mecanismos (MWH, 2012)

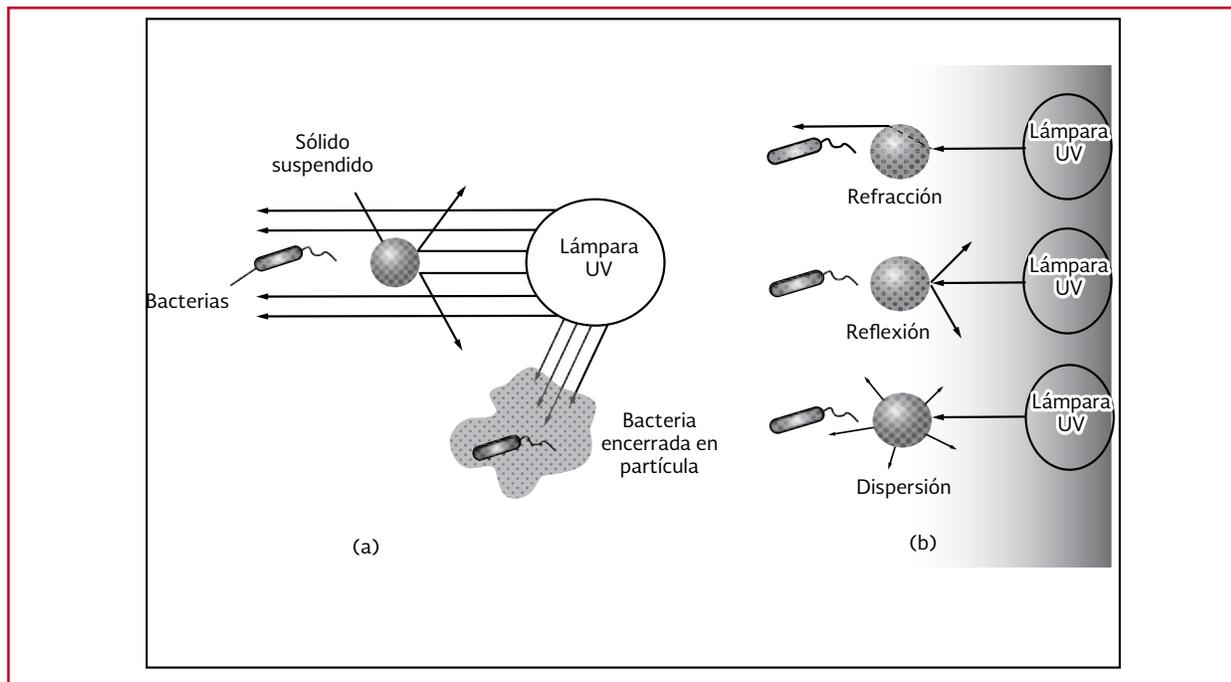


Tabla 6.13 Transmitancia para diversos tipos de agua (MWH, 2012)

Tipo de agua	Transmitancia UVT254, %
Agua subterránea	85-98
Agua cruda superficial	50-94
Agua superficial después de los procesos coagulación, floculación, sedimentación	80-97
Agua superficial después de los procesos coagulación, floculación, sedimentación y filtración	85-98
Agua superficial después del proceso de microfiltración	85-98
Agua superficial después de ósmosis inversa	90-99

Este efecto no es privativo de la desinfección con luz UV, pues también atañe a la desinfección con cloro u ozono. Se reduce desinfectando agua previamente filtrada. Cuando el agua se filtra, estos efectos ya no son importantes, pero cuando se desinfecta agua sin filtrar estos efectos son importantes.

Dosis del desinfectante

En toda desinfección, el grado del efecto germicida depende de la dosis del agente desinfectan-

te. En este caso, la dosis de la luz UV se define como el producto de la intensidad de la luz por el tiempo de exposición.

$$D=It \quad \text{Ecuación 6.31}$$

donde:

- D = dosis de luz UV, $mW \text{ s/cm}^2$
- I = intensidad promedio de la energía UV, mW/cm^2
- t = tiempo de exposición, s

Los factores que afectan la dosis están relacionados con la velocidad del flujo, el tiempo de retención y la intensidad de la luz. Esta última depende tanto de las condiciones del equipo UV como de la calidad del agua.

Tabla 6.14 Factores que afectan la dosis de luz UV

Factores que afectan	
Intensidad	Tiempo de retención
Calidad del agua	Caudal
Transmisión UV	Diseño del reactor
Nivel de orgánicos disueltos	Disponibilidad del terreno
Sólidos suspendidos	
Dureza total	
Condición de la lámpara	
Limpieza de la camisa	
Envejecimiento	
Proceso de potabilización	

6.5.4.4 Principio de funcionamiento

Todas las lámparas germicidas se basan en el mismo principio de funcionamiento: la radiación ultravioleta es generada por el paso de una descarga eléctrica a través de vapor de mercurio ionizado mezclado con un gas noble. Debido a que los gases a presión atmosférica no son buenos conductores de electricidad se requiere un aparato especial llamado tubo de gas de descarga o lámpara germicida para presurizar. Este tubo es de vidrio y tiene dos electrodos sellados a sus paredes. Generalmente, estos tubos son instalados dentro de camisas de cuarzo para protegerlos de los efectos del agua.

El arco en una lámpara fluorescente comúnmente empleada para iluminación opera con el mismo principio y, de hecho, también produce energía UV. La diferencia entre estas y las de desinfección es que el bulbo de la lámpara fluorescente está cubierto con un compuesto de fósforo el cual convierte la luz UV en luz.

Existen diversas marcas y tecnologías de lámparas UV en el mercado y debido a que su comparación es difícil, es necesario establecer claramente los requisitos de equipos y procesos dentro de las bases de licitación para permitir que determinado organismo operador pueda comparar los equipos de manera clara y elegir el que le permita lograr los niveles de desinfección requeridos a un precio razonable.

Las unidades de desinfección emplean comúnmente tres diferentes tipos de lámparas UV:

- Lámparas de baja presión y baja intensidad
- Lámparas de baja presión y alta intensidad
- Lámparas de media presión, alta intensidad

Las lámparas de alta intensidad y baja-media presión son capaces de lograr una alta salida UV en un espacio equivalente, mientras que la de media presión es la que tiene la mayor salida UV.

Los componentes de un sistema de desinfección son:

- Lámpara UV
- Fundas transparentes de cuarzo que rodean las lámparas, protegiéndolas del agua a tratar
- La estructura que rodea las lámparas y las fundas y las mantiene en su lugar
- La fuente de energía y el sistema de limpieza
- Sensores de monitoreo en línea

Estos componentes son colocados en sistemas presurizados cerrados o en sistemas de canales abiertos a gravedad.

Sistemas cerrados

Mientras que la mayoría de los sistemas de baja presión son diseñados en canales abiertos, la mayoría de los sistemas a baja o media presión y alta intensidad se diseñan como reactores cerrados. Estos tienen la ventaja de que pueden operar bajo presión. La colocación de las lámparas puede ser perpendicular o paralela al flujo.

Sistemas abiertos

Los sistemas abiertos están disponibles para todos los tipos de sistemas UV. Típicamente las lámparas están colocadas en módulos de racks que están dispuestos en el canal de flujo. Las lámparas se colocan horizontalmente, paralelas al sentido del flujo o verticalmente, paralelas al sentido del flujo. Los sistemas a baja presión y baja intensidad convencionales se diseñan de manera que se puedan remover y limpiar fácilmente, mientras que la mayoría de los sistemas a baja presión y alta intensidad y de media presión están provistos de sistemas de auto limpieza mecánicos o mecánico/químicos.

La Ilustración 6.16 muestra las configuraciones más comunes de los sistemas UV.

6.6 INTERCAMBIO IÓNICO

El intercambio iónico es un proceso químico que consiste en la remoción de los iones indeseables de un agua cruda transfiriéndolos a un material sólido, llamado intercambiador iónico. El intercambiador iónico los acepta y cede un número equivalente de iones de una especie deseable, que se encuentran almacenados en su esqueleto.

Es considerado como un proceso no convencional porque no es ampliamente usado en plantas de gran tamaño convencionales. Se aplica comúnmente para acondicionamiento de agua industrial o para la remoción de contaminantes específicos, como metales pesados.

Los intercambiadores iónicos se usan para la separación de sales (cationes y aniones) del agua. Sus aplicaciones en la potabilización del agua son:

- Ablandamiento. Separación de iones de calcio (Ca) y magnesio (Mg)
- Desmineralización. Remoción de Cl^- , SO_4^{2-} , NO_3^-
- Remoción de nitratos, bario, cadmio, arsénico, percloratos y cromatos

La fase sólida (el intercambiador de iones) es insoluble y puede ser de origen natural o sintético, como una resina polimérica. Estos intercambiadores tienen grupos funcionales con carga fija en su estructura interior o exterior. Algunas resinas no poseen grupos funcionales adicionales, pero lo más común es que los posean para hacer posible su intercambio con las sustancias que van a ser removidas del agua mediante el intercambio iónico o por acción específica del grupo funcional.

Se denomina intercambio catiónico o básico al desplazamiento de un ión positivo o catión, por otro catión positivo. En aguas naturales, dichos cationes son por lo regular calcio, magnesio, sodio, hierro y manganeso. De la misma manera, se le denomina intercambio aniónico al desplazamiento de un ion negativo por otro negativo,

Ilustración 6.16 Configuraciones comunes de sistemas UV a) sistema cerrado de media presión b) lámparas de baja presión y alta intensidad dispuestas paralelas al flujo c) lámparas de media presión dispuestas de manera perpendicular a la dirección del flujo en un reactor cerrado d) sistema abierto de baja presión



en aguas naturales, son comunmente cloruro, sulfato, nitrato, carbonato, hidróxido y fluoruro.

6.6.4.1 Factores de influencia

Los factores que influncian el proceso son (Romero, 2006):

- pH. Es muy importante porque la adsorción está relacionada con la solubilidad y, por lo tanto, con el pH. Por ejemplo, la adsorción de metales depende de su solubilidad en el agua y por esto, su adsorción máxima ocurre a pH bajo

- Temperatura. Afecta la viscosidad de las soluciones y por ende, influye en la adsorción
- Tiempo de contacto. Existe generalmente un tiempo mínimo de contacto para asegurar la máxima adsorción o remoción completa del contaminante
- Tamaño de la partícula adsorbente. En general, la remoción del adsorbato sucede en dos etapas: la primera es el traslado de la molécula adsorbida desde el líquido hasta la superficie del adsorbente y, la segunda, la migración del adsorbato desde la superficie del adsorbente hasta el sitio de adsorción, dentro de la partícula del adsorbente

6.6.4.2 Resinas sintéticas

Las resinas sintéticas son las más usadas en el tratamiento de agua debido a sus relativamente grandes capacidades de intercambio y a sus capacidades de regeneración. Están constituidas por una red de radicales de carbono e hidrógeno a los cuales se adhieren grupos iónicos funcionales solubles. Las moléculas de carbono e hidrógeno se entrecruzan en una matriz tridimensional e imparten insolubilidad y tenacidad a la resina, sin que se impida el movimiento libre de los iones intercambiables.

Las resinas catiónicas, con grupos funcionales derivados de un ácido fuerte como el ácido sul-

fúrico se llaman fuertemente ácidas. Por otra parte, las derivadas de un ácido débil se llaman débilmente ácidas.

Las resinas aniónicas derivadas de aminas de base débil se llaman débilmente básicas, en tanto que las derivadas de compuestos de amonio cuaternario se denominan fuertemente básicas.

Los tipos de resina, características, iones que remueven, agentes regenerantes y pH de operación se muestran en la Tabla 6.15.

6.6.4.3 Regeneración de la resina y consideraciones del proceso

El proceso de intercambio iónico se realiza en una columna de resina, el agua a tratar fluye a través de la resina hasta que el objetivo del tratamiento se alcanza. Posteriormente la resina debe regenerarse, mientras se utiliza otra columna para mantener el proceso continuo (si se necesita). Las etapas de regeneración de una resina son importantes en la eficiencia global del proceso. Existen dos métodos para regenerar una columna de intercambio iónico:

- Co-corriente. El regenerante pasa a través de la resina en la misma dirección que el flujo del agua sometida a tratamiento
- Contracorriente. El regenerante pasa a través de la resina en la dirección

Tabla 6.15 Características de las resinas de intercambio iónico (MHW, 2012)

Tipo de resina	Grupo funcional	Iones que remueve	Regenerante	pH de operación
Catiónica fuertemente ácida	Sulfonato SO_3^-	$\text{Ca}^{2+}, \text{Mg}^{2+}, \text{Ra}^{2+}, \text{Ba}^{2+}, \text{Pb}^{2+}$	HCl o NaCl	1-14
Catiónica débilmente ácida	Carboxilato RCOO^-	$\text{Ca}^{2+}, \text{Mg}^{2+}, \text{Ra}^{2+}, \text{Ba}^{2+}, \text{Pb}^{2+}$	HCl	>7
Aniónica fuertemente básica	Amina cuaternaria $\text{RN}(\text{CH}_3)^{3+}$	$\text{NO}_3^-, \text{SO}_4^{2-}, \text{ClO}_4^-, \text{HAsO}_3^{2-}, \text{SeO}_3^{2-}$	NaOH o NaCl	1-13
Aniónica débilmente básica	Amina terciaria $\text{RN}(\text{CH}_3)_2\text{H}^+$	$\text{NO}_3^-, \text{SO}_4^{2-}, \text{ClO}_4^-, \text{HAsO}_3^{2-}, \text{SeO}_3^{2-}$	NaOH ó $\text{Ca}(\text{OH})_2$	<6

opuesta a la del flujo del agua sometida a tratamiento

En la mayoría de los casos, la operación a contracorriente provoca una menor generación de desecho y mayores eficiencias químicas. Este tipo de operación se utiliza cuando se requiere:

- Alta pureza del agua
- Consumo mínimo de reactivos químicos
- Los desechos deben minimizarse

Las etapas que deben seguirse al desarrollar un sistema de intercambio iónico son:

- Definición del problema
- Establecer las metas del tratamiento
- Realizar un análisis preliminar del proceso
- Realizar estudios a escala laboratorio y piloto
- Desarrollar los criterios de diseño

La Tabla 6.16 muestra los objetivos de las etapas para desarrollar un sistema de intercambio iónico (MWH, 2012).

6.7 PROCESOS DE MEMBRANA

Los cinco procesos de membrana comúnmente utilizados en la producción de agua potable son:

- Microfiltración (MF)
- Ultrafiltración (UF)
- Nanofiltración (NF)
- Ósmosis inversa (OI)
- Electrodialisis (ED) y electrodialisis inversa (EDI)

Aunque estas cinco tecnologías están clasificadas como procesos de membrana, son muy diferentes y tienen aplicaciones muy diversas. En general, hay tres grupos de procesos de membrana similares: MF/UF, NF/OI y ED/EDI. Es-

Tabla 6.16 Objetivos de las etapas para desarrollar un sistema de intercambio iónico

Etapa	Objetivo
Definición del problema	Caracterizar el agua a tratar, incluyendo un análisis cuantitativo de las especies iónicas y no iónicas, pH, densidad, turbiedad Identificar la presencia de oxidantes/reductores
Establecer las metas del tratamiento	Requerimiento de pureza del agua tratada Máximo volumen de pérdida de agua de desecho
Realizar un análisis preliminar del proceso	Realizar una revisión bibliográfica para determinar las capacidades y limitaciones del proceso Seleccionar varias resinas para evaluarlas en estudios a escala laboratorio y piloto
Realizar estudios a escala laboratorio	Evaluar el desempeño de las resinas elegidas Determinar los parámetros de proceso y sus características, que incluyan: curvas de elusión y saturación de la resina, consideraciones hidráulicas, pérdida de carga, tasa de retrolavado, caudal, los requerimientos de regeneración y de escalamiento
Realizar estudios a escala piloto	Valida los resultados a escala laboratorio Determinación de los parámetros de operación en periodos largos de tratamiento Basado en los resultados de los estudios a escala laboratorio y piloto, se desarrollan los siguientes criterios: Detalles del diseño de la columna, incluyendo volumen de la resina, área superficial de las columnas, altura, caída de presión, arreglos del influente y efluente, tiempo de operación, tiempo de regeneración

tos cinco grupos se distinguen por cuatro factores: el tipo de membrana, el mecanismo de remoción de contaminantes, la fuerza que lleva a cabo el proceso y la aplicación primaria.

MF y UF son procesos que usan membranas microporosas para remover materia particulada (incluida turbiedad y microorganismos). Estos procesos no remueven iones u otros constituyentes disueltos. Cuando se combinan con coagulación pueden remover materia orgánica disuelta (por ejemplo: carbono orgánico total). Las membranas de UF y MF pueden manufacturarse a partir de una variedad de materiales, incluyendo acetato de celulosa y polímeros sintéticos como fluoruro de polivinilo, polipropileno, polisulfonas y poliacrilonitrilo. En aplicaciones modernas, estos materiales de membrana son comúnmente configurados en fibras huecas, aunque también están disponibles otras varias configuraciones.

Los procesos OI y NF usan membranas semipermeables para remover principalmente contaminantes disueltos por medio de un proceso de difusión controlada. Aunque los procesos OI y NF también remueven materia particulada, las membranas semipermeables pueden incrustarse cuando son expuestas a una carga de partículas significativa. Cuando se aplica presión en exceso en un gradiente natural osmótico, el agua es forzada a pasar a través de la estructura molecular de la superficie de la membrana mientras que los sólidos disueltos son rechazados. Aunque los solutos pueden también difundirse a través de las membranas semipermeables, la tasa de masa transferida es muy inferior que la de agua. Por lo tanto, el agua que pasa a través de la membrana tiene muy pocos sólidos disueltos.

La cantidad de energía requerida para que el agua atraviese la membrana depende del material de la membrana y de su espesor, así como de la presión osmótica de alimentación. El proceso de ósmosis inversa se llama así porque el agua tiene que vencer el gradiente natural osmótico. La presión de alimentación depende de la concentración de sólidos disueltos y de la temperatura del agua de alimentación, bajas concentraciones de *SDT* y temperatura caliente requiere de una menor presión de alimentación para producir una misma calidad de permeado.

Las membranas de NF fueron desarrolladas en los años setentas y rechazan una menor cantidad de iones pequeños, como cloro y sodio. Estos sistemas también requieren de menores presiones de alimentación y son adecuados para aplicaciones como el ablandamiento y la remoción de sulfatos. Los dos principales materiales que se usan para manufacturar las membranas OI y NF son acetato de celulosa y varias poliamidas. Aunque son manufacturadas en una variedad de configuraciones físicas, la configuración en espiral es la que se usa ampliamente en las plantas municipales.

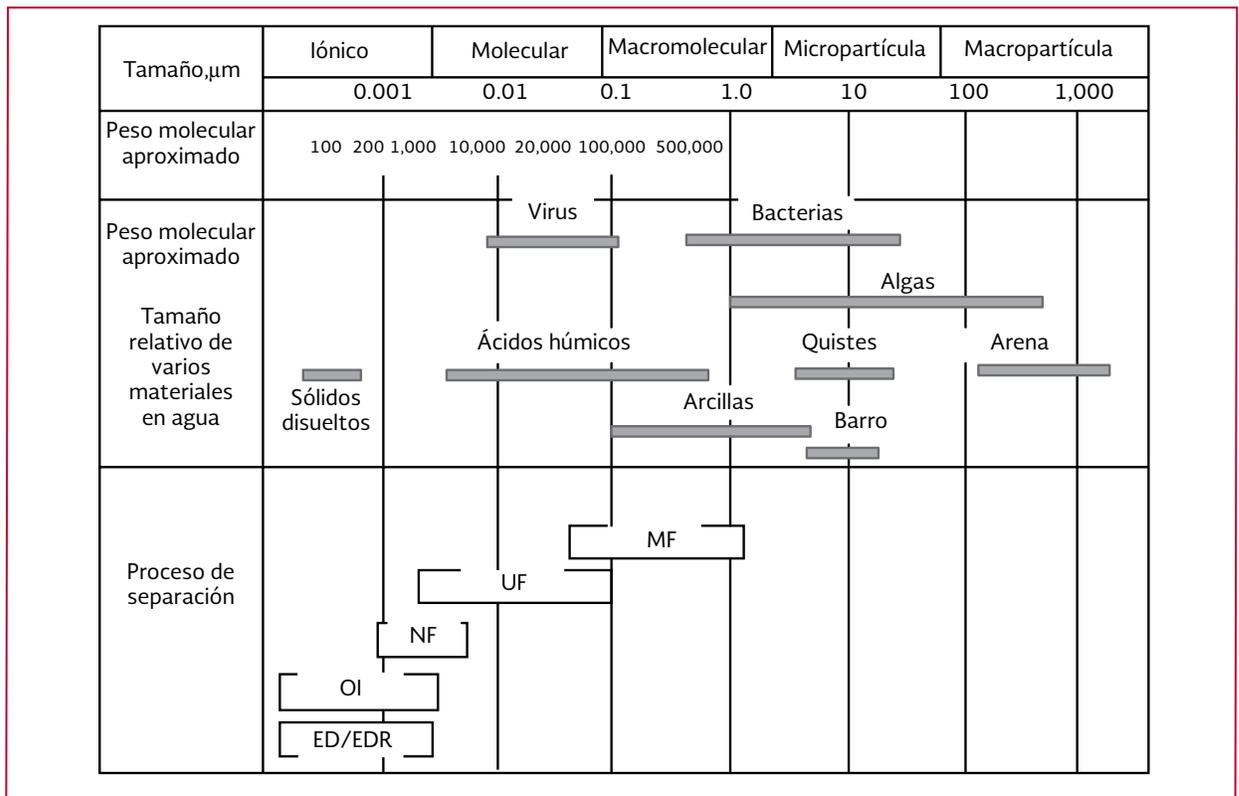
Los procesos ED utilizan membranas selectivas catión-anión. No proveen una barrera contra los patógenos y no remueven sólidos suspendidos no cargados eléctricamente. En este tipo de proceso el agua pasa a lo largo de una superficie de membrana de manera tangencial mientras que los iones cargados son transportados a través de la membrana y concentrados, por lo tanto, el agua producto no atraviesa la membrana. Ha sido aplicado en procesos específicos como en la remoción de fluoruros o radionucleotidos.

La Ilustración 6.17 muestra el potencial de remoción de varios tipos de membrana con res-

Tabla 6.17 Contaminantes que se remueven mediante procesos de membrana (AWWA, 2007)

Tecnología de membrana	Contaminantes que remueve
MF	Giardia Cryptosporidium Bacterias Turbiedad/materia particulada Materia orgánica coagulada Precipitados inorgánicos
UF	Todos los contaminantes que remueve MF, Virus Macromoléculas orgánicas
NF	Iones divalentes/dureza Iones monovalentes Carbono orgánico disuelto Color
OI	Todos los contaminantes que remueve NF Iones monovalentes Iones disueltos
ED/EDI	Iones disueltos

Ilustración 6.17 Potencial de remoción de varios tipos de membrana (AWWA, 2007)



pecto a diversos tipos de contaminantes. La Tabla 6.17 resume la misma información.

6.7.1 SISTEMAS DE MICROFILTRACIÓN Y ULTRAFILTRACIÓN

Los procesos de membrana de microfiltración y ultrafiltración están diseñados para remover partículas del agua mediante un mecanismo de cribado. Cada membrana tiene una distribución de tamaño de poro que define el tipo de barrera que se espera mediante la operación normal.

Las especies orgánicas e inorgánicas disueltas no se remueven mediante este proceso sin un pretratamiento avanzado que particule el contaminante y pueda ser rechazado por la membrana. La Tabla 6.18 muestra cuáles son los contaminantes que requieren un tratamiento previo, como coagulación u oxidación, para llevar a cabo su remoción.

6.7.1.1 Remoción de turbiedad

Los procesos de membrana de MF y UF son muy eficientes para remover turbiedad, obteniéndose valores de turbiedad en sus efluentes

menores a 0.1 NTU. La principal característica de estos sistemas es que proveen un filtrado consistente. La eficiencia de remoción de partículas mediante membranas de microfiltración es independiente de las condiciones de pretratamiento o de la turbiedad del agua cruda. El tamaño de los poros de las membranas es uniforme y por lo tanto proveen una barrera física predecible cuando la membrana y los sellos están intactos. A diferencia de la filtración en medios porosos, las membranas de microfiltración producen un producto de baja turbidez con una remoción logarítmica de partículas en todo momento, no hay picos de turbidez mientras no existan rupturas en las membranas o en los sellos.

6.7.1.2 Configuración

Existen dos tipos de procesos UF y MF: sistemas a presión, en los cuales las membranas se encuentran encerradas en un recipiente y sistemas sumergidos, en los que las membranas están sumergidas debajo del nivel del agua de alimentación en tanques abiertos. El tipo de configuración se determina con base en consideraciones iniciales de costo inicial y de operación basados en estudios piloto.

Tabla 6.18 Pretratamientos requeridos para la remoción de ciertos contaminantes (AWWA, 2005)

Parámetro	MF	UF
Turbiedad	Ninguno	Ninguno
Protozoarios	Ninguno	Ninguno
Bacterias	Ninguno	Ninguno
Virus	Coagulación	Ninguno
Carbono orgánico total	Coagulación con policloruro de aluminio	Coagulación con policloruro de aluminio
Precursores de subproductos de desinfección	Coagulación con policloruro de aluminio	Coagulación con policloruro de aluminio
Color	Coagulación con policloruro de aluminio	Coagulación con policloruro de aluminio
Pesticidas	Policloruro de aluminio	Policloruro de aluminio
Hierro y manganeso	Oxidación	Oxidación
Arsénico	Coagulación	Coagulación
Sulfuro de hidrógeno	Oxidación	Oxidación

6.7.1.3 Recuperación

La recuperación es el volumen final de permeado en un determinado periodo de tiempo dividido entre el volumen alimentado. Las recuperaciones típicas van de 85 a 95 por ciento. La recuperación puede llegar a ser de hasta 99 por ciento si el agua de lavado se recicla después de que se retiran los sólidos.

6.7.1.4 Consideraciones hidráulicas

Las membranas son filtros altamente eficientes. Esta eficiencia requiere que el proceso sea parado y reiniciado continuamente para retrolavar la membrana o para verificar su integridad. Típicamente, los procesos UF y MF paran la producción de agua en un lapso de 10 a 16 por ciento. Además, una porción del filtrado puede usarse para varios propósitos en la planta, como el retrolavado de los módulos de membrana o como agua de dilución para procesos químicos.

6.7.1.5 Temperatura

La temperatura afecta la presión requerida en los equipos debido a los cambios en la viscosidad del agua. Se requiere 50 por ciento más presión transmembrana para mantener un flujo constante a 20 °C que a 5 °C. Los procesos UF y MF deben ser diseñados para producir agua considerando una alta temperatura.

6.7.1.6 Tratamiento antiincrustante

Las membranas se limpian periódicamente con agua o soluciones químicas que permiten recuperar la permeabilidad de la membrana a través de una estrategia de mantenimiento que incluye el retrolavado. Típicamente el hipoclorito de sodio

se usa para el control de depósitos microbianos y se usa ácido para el control de depósitos químicos.

6.7.1.7 Diseño del sistema

Los sistemas MF y UF incluyen típicamente los siguientes subsistemas y componentes:

- Bombas de alimentación o permeado
- Filtros de alimentación
- Trenes de membranas
- Sistema de retrolavado
- Sistema de aire
- Monitores de calidad del agua (turbiedad, sólidos disueltos totales)
- Compresor de aire
- Sistemas para la limpieza de las membranas
- Sistema de control del proceso

6.7.1.8 Sistema de limpieza

Estos sistemas se limpian típicamente sin que sea necesario remover las membranas del sistema. También se incluyen sistemas que dosifican reactivos químicos cuando los sistemas de retrolavado no son adecuados. Los agentes utilizados son: hipoclorito de sodio, ácido cítrico, ácidos minerales, sosa cáustica y en menor medida agentes surfactantes o químicos especializados (AWWA & ASCE, 2012).

6.7.1.9 Tipos de membranas

Las membranas para MF son estructuras simétricas microporosas con un tamaño de poro en el rango de 10-0.5 micrometros. Por otra parte, las membranas UF tienen un tamaño de poro de 1 a 100 nm. La mayoría de los materiales utilizados para fabricar las membranas se elaboran

a base de materiales poliméricos o inorgánicos. Las membranas UF/MF pueden ser consideradas como porosas, con un rechazo de contaminantes determinado por el tamaño y la forma de los poros. El transporte del solvente es directamente proporcional a la presión aplicada (Peinemann & Pereira, 2010).

Los sistemas MF/UF usan comúnmente membranas de fibra hueca. Se usan módulos empaquetados con miles de fibras huecas que tienen un diámetro de entre 0.5-1.5 mm. Estas membranas pueden ser retrolavadas cambiando la dirección del flujo de la línea de permeado y por lo tanto se pueden remover las partículas que se depositan en la superficie de la membrana durante la filtración. Estos módulos pueden operarse en dos modos de flujo:

- De adentro hacia afuera
- De afuera hacia adentro

En la configuración de adentro hacia afuera, el agua fluye presurizada dentro de la fibra hueca y el permeado se colecta afuera de la fibra hueca. En la configuración de afuera hacia adentro el proceso se realiza en el sentido inverso. Los módulos de membranas que operan en vasijas a presión utilizan el sistema de adentro hacia afuera, mientras que las membranas sumergidas operan con el sistema de afuera hacia adentro.

Membranas tubulares

Las membranas tubulares son una extensión de las membranas de fibra hueca pero con un diámetro mayor (arriba de 25 mm). El sentido del flujo es de adentro hacia afuera, como en el caso de las membranas de fibra hueca. La ventaja es que pueden utilizarse para tratar agua con alta carga de sólidos suspendidos y que son fáciles de

limpiar mecánicamente. Sin embargo, son más costosas. Este tipo de configuración se usa en las industrias de comida y bebida y en el tratamiento de agua residual industrial.

Membranas de espiral enrollado

Este tipo de membranas, las cuales se describen en la sección 6.7.2.1, no son muy usadas para el tratamiento de agua superficial debido a que no pueden ser retrolavadas y por lo tanto requieren de un pretratamiento más completo (Norman et al, 2011).

6.7.2 SISTEMAS DE ÓSMOSIS INVERSA Y NANOFILTRACIÓN

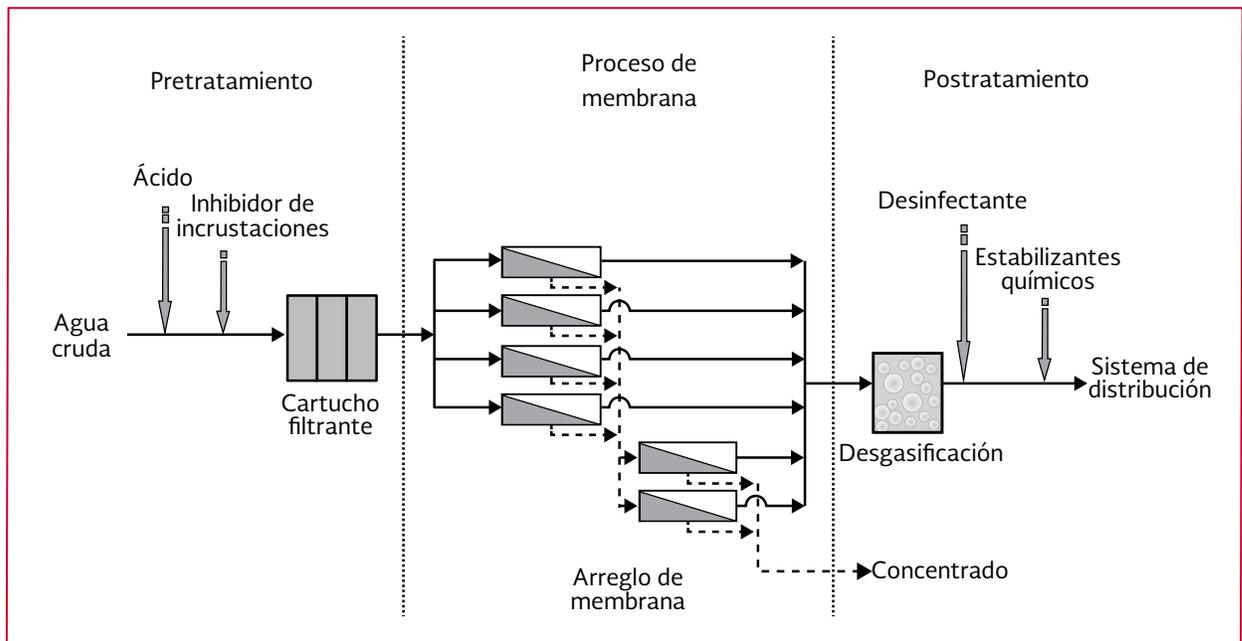
Un sistema típico de membranas de OI o NF consiste de tres subsistemas separados: pretratamiento, el proceso de membrana y el postratamiento. La Ilustración 6.18 muestra un proceso típico, incluyendo la línea de influente y dos líneas de efluente (el permeado y el concentrado). Los procesos de tratamiento usualmente consisten en la adición de ácido o inhibidor de depósitos, para prevenir la precipitación de sales en la superficie de la membrana. Posteriormente se coloca un cartucho filtrante de 5 a 20 micrómetros para proteger las membranas de sólidos suspendidos. El postratamiento puede incluir operaciones unitarias como aireación, desgasificación, ajuste de pH, adición de químicos para controlar la corrosión, fluoración y desinfección.

6.7.2.1 Aplicaciones

Remoción de sólidos disueltos

La principal aplicación de los sistemas OI y NF es la desalación de agua superficial, subterránea, de mar, residual o industrial.

Ilustración 6.18 Típico sistema de membrana de nanofiltración u ósmosis inversa (AWWA, 2007)



La remoción de sólidos disueltos totales mediante OI y NF no es selectiva y se logran altos niveles de rechazo. El permeado es típicamente muy corrosivo y caracterizado por tener baja alcalinidad y mínima capacidad *buffer*. Si se usa ácido para el control de depósitos en el pretratamiento, el pH puede también ser bajo, haciendo más agresiva la naturaleza del permeado. Sin embargo, los sistemas OI y NF se pueden diseñar con apropiados procesos de postratamiento que produzcan agua que sea baja en sólidos disueltos totales con suficiente alcalinidad para disminuir su corrosividad.

Remoción de precursores DBP

Los sistemas OI y NF pueden remover precursores de subproductos de desinfección, los cuales pueden formar agentes potencialmente cancerígenos. Estos precursores incluyen trihalometanos y ácidos haloacéticos.

Remoción de dureza

La nanofiltración es una adecuada alternativa al ablandamiento para reducir el calcio y magnesio en aguas duras naturales, en las cuales la reducción de sólidos disueltos no es el objetivo principal. Aunque las membranas OI también son capaces de reducir la dureza, las membranas NF tienen menores capacidades de rechazo para iones monovalentes, lo que les permite operar a bajas presiones, lo que a su vez resulta en un proceso más económico. Típicamente, los procesos NF pueden remover más de 95 por ciento de la dureza total.

Remoción de color

La NF es también más efectiva que el suavizado con cal para remover el color natural. Es capaz de remover más de 95 por ciento de color.

Remoción de contaminantes inorgánicos

Las membranas OI son efectivas para la remoción de arsénico, nitratos, fluoruros, cadmio, mercurio, entre otros. Los fabricantes han modelado *software* que puede predecir la calidad del agua de permeado con una buena exactitud.

Remoción de patógenos

Debido a que las membranas semipermeables de OI y NF no son porosas, tienen la habilidad de retener a los microorganismos. Se ha demostrado que las membranas OI proveen una remoción de entre 4 y 5 unidades logarítmicas de virus asociados a enfermedades transmitidas en el agua.

Se ha determinado también que son efectivas para la remoción de *Giardia*. Sin embargo, es importante notar que los sistemas OI y NF no son barreras absolutas y no fueron diseñados para remover bacterias y virus.

Remoción de contaminantes emergentes

Los procesos OI y NF son a menudo las primeras tecnologías consideradas para tratar una variedad de contaminantes emergentes. El perclorato, por ejemplo, un ion inorgánico, es uno de los contaminantes emergentes que solo se puede remover con tecnologías como OI e intercambio iónico. OI y NF también son adecuados para eliminar contaminantes como disruptores endocrinos y compuestos activos farmacéuticos.

Materiales de membrana y configuraciones

Los dos tipos básicos de membranas actualmente usados son asimétricamente homogéneos y compuestos. Se usa una amplia variedad de ma-

teriales, incluyendo acetato de celulosa y polímeros como poliamidas aromáticas.

Las membranas hechas de materiales celulosos tienen algunas limitaciones, la primera es que el acetato de celulosa se hidroliza en celulosa después de un periodo de tiempo, resultando en una pérdida en el rechazo de sales; también son propensas a su deterioración en presencia de microorganismos capaces de producir celulasas. Las membranas asimétricas son propensas a compactación. La compactación ocurre principalmente en el sustrato poroso esponjoso y reduce la productividad en el tiempo. Debido a que el grado de compactación es influenciado por la presión aplicada, este fenómeno es más pronunciado en el tratamiento de agua de mar a alta presión. Sin embargo, el grado de compactación también ocurre al tratar agua salobre a presiones muy inferiores.

Existe otro tipo de membranas las cuales están compuestas de varios polímeros como poliamidas aromáticas y poliurea. Estas membranas pueden tolerar niveles de pH de 2 a 12 sin hidrólisis, tampoco son susceptibles a ataque biológico, sin embargo, son sensibles a oxidantes por lo que el agua debe ser desclorada antes de entrar al proceso. La Tabla 6.19 compara las características de los dos principales materiales de membrana.

Configuración de las membranas

Una membrana por sí misma es frágil y debe ser cuidadosamente soportada y empaquetada de manera que pueda ser integrada en una unidad de proceso. Generalmente es empaquetada para minimizar las pérdidas de presión a través de la membrana. Existen cuatro configuraciones básicas que han sido utilizadas de manera comercial: tubular, de placa y marco, de fibra hueca

Tabla 6.19 Comparación entre los dos principales materiales de membrana

Parámetro	Membrana compuesta de polímeros	Membrana de acetato de celulosa
Rechazo de sales	Alta (> 99.5%)	Baja (arriba de 95%)
Presión de conducción neta	Baja	Alta
Carga superficial	Más negativa	Menos negativa
Tolerancia al cloro	Baja	Regular
Frecuencia de limpieza	Alta	Baja
Remoción de orgánicos	Alta	Baja
Biodeposición	Más susceptible	Menos susceptible
Biodegradación	Ninguna	Alta
Tolerancia de pH	Alta (2-13)	Limitada (4-8)

y enrollada en espiral. De estos cuatro tipos de configuraciones, solo la enrollada en espiral es ampliamente usada en las plantas modernas de tratamiento, por lo que solo esta se describe.

Membrana enrollada en espiral

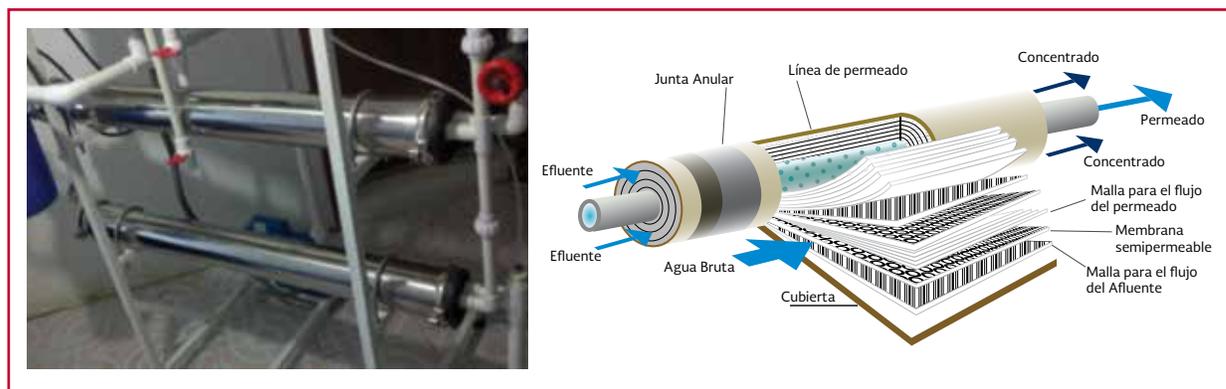
Consiste en dos hojas de membranas separadas por un polímero textil de refuerzo; esta tela soporta a la membrana para las altas presiones de operación y provee un canal de flujo por donde el agua filtrada sale (Ilustración 6.19). El material de la membrana está pegado en espiral en un cartucho cilíndrico. La envoltura de la membrana se sella con adhesivo para prevenir la contaminación del agua limpia. El cuarto lado está pegado a un tubo de permeado que tiene perforaciones en cada extremo para que el agua

producida pueda salir por un tubo central. El tamaño del cartucho puede variar de 2 pulgadas de diámetro con 6 pulgadas de longitud hasta 8 de diámetro y 40 de longitud (Jiménez, 2005).

6.7.3 ELECTRODIÁLISIS (ED) Y ELECTRODIÁLISIS INVERSA (EDI)

La electrodiálisis es un proceso de membrana impulsado eléctricamente para la desalación de aguas salobres (más de 500 mg/L de sólidos disueltos totales). La ED/EDI reduce los sólidos disueltos eléctricamente hasta alcanzar los valores de la normatividad de agua potable. Estos procesos compiten con la ósmosis inversa. Pueden operar con o sin sistemas de adición de químicos para controlar agentes incrustantes y pueden

Ilustración 6.19 Membrana de OI de espiral enrollable



tratar aguas con características más incrustantes que las que pueden tratar los sistemas OI. Sin embargo, los sistemas ED/EDI no proveen una barrera que pueda remover microorganismos como los sistemas MF, UF, NF y OI.

La electrodiálisis es un sistema de tratamiento electroquímico en el cual los iones se transfieren a través de membranas de intercambio iónico mediante la aplicación de una diferencia de potencial.

Los dos tipos de membranas de intercambio iónico que se usan en los sistemas ED son:

- Membranas de transferencia de aniones
- Membranas de transferencia de cationes

Las membranas de transferencia de aniones son eléctricamente conductivas, impermeables al agua y solo dejan pasar iones cargados negativamente.

Las membranas de transferencia de cationes son eléctricamente conductivas, impermeables al agua y solo dejan pasar iones cargados positivamente.

Estas membranas tienen capacidades selectivas hacia iones monovalentes (como sodio o cloruro) y divalentes (como sulfatos, calcio o magnesio).

La Ilustración 6.20 muestra el esquema de un proceso de electrodiálisis en el cual se indican las líneas de influente, agua producto y las de agua concentrada en iones, así como la función de las membranas de transferencia de cationes y aniones.

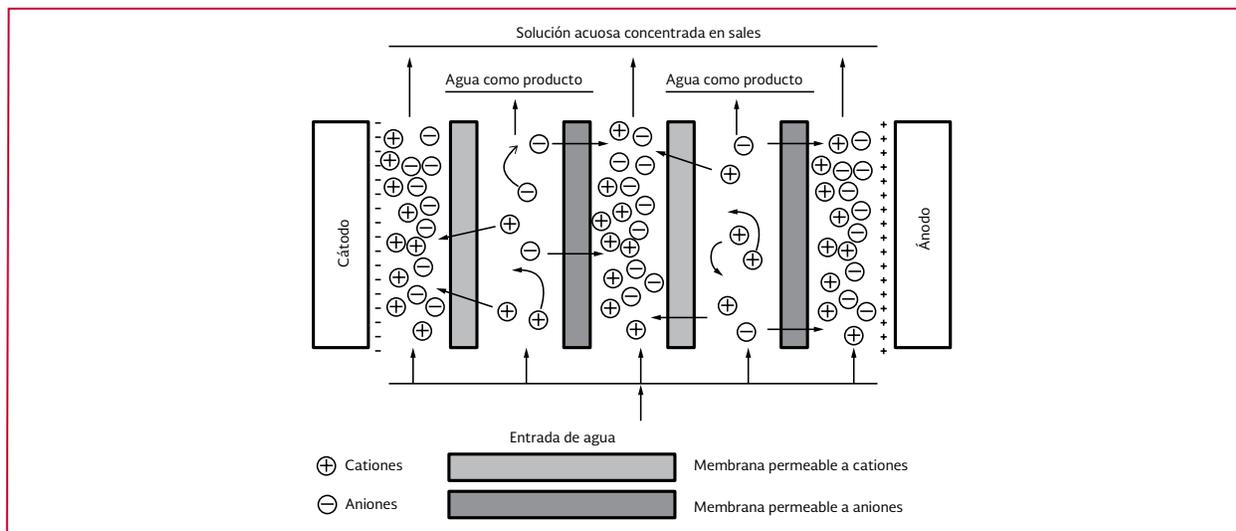
Los sistemas EDI invierten la carga eléctrica después de un periodo de tiempo determinado. Este tipo de operación previene la formación de agentes incrustantes.

Las plantas ED y EDI se pueden diseñar para remover de 50 a 99 por ciento la concentración de sólidos disueltos. Si se parte de aguas con concentraciones entre 100 y 12 000 mg/L se pueden obtener efluentes con una salinidad de 10 mg/L.

6.7.3.1 Recuperación

La recuperación de agua en estos sistemas está limitada por la concentración de las sales di-

Ilustración 6.20 Diagrama del proceso de electrodiálisis (Manahan, 2007)



sueitas incrustantes. Para esto se aplican los mismos reactivos que se mencionaron para los sistemas OI. Típicamente 0.5 por ciento del agua desmineralizada por cada 1000 mg/L de sólidos disueltos removidos pasa a la línea de iones concentrados.

6.7.3.2 Temperatura y pH

La temperatura máxima de trabajo es generalmente de 45 °C. Comúnmente las membranas pueden tolerar un rango de pH de 1 a 10. La remoción de iones aumenta cerca de dos por ciento por cada grado (°C) que se incrementa.

6.7.3.3 Diferencia de presión

La presión en la corriente de agua desmineralizada se mantiene de 0.5 a 1 psi arriba de la presión de la corriente de agua concentrada en iones, esto para evitar que la corriente de agua concentrada migre hacia la corriente de agua desmineralizada.

6.7.3.4 Modo de operación

Un sistema de membranas ED/EDI puede ser diseñado como un proceso en lotes o continuo. Las plantas municipales generalmente usan el modo continuo.

6.7.3.5 Compartimientos de electrodos

Los electrodos usualmente están hechos de platino recubiertos con titanio y el agua fluye continuamente a través de los compartimientos de electrodos para minimizar la concentración de gases e iones disueltos. En el ánodo se produce gas cloro, oxígeno y iones de hidrógeno, mientras que en el cátodo se genera gas hidrógeno y iones de hidrógeno (AWWA y ASCE, 2012).

6.8 ABLANDAMIENTO

El ablandamiento por precipitación es el método más común para reducir la dureza en instalaciones centralizadas de tratamiento de agua. Consiste en la conversión de cationes divalentes (calcio y magnesio) a precipitados insolubles que pueden ser retirados por sedimentación y filtración.

El ablandamiento en frío con cal es el proceso más común de ablandamiento, consiste en la adición de cal o cal y carbonato de sodio para reducir la dureza del agua y, en algunos casos, para incrementar la clarificación antes de la filtración. El proceso en caliente, donde el agua es precalentada para reducir la solubilidad de los precipitados formados, se utiliza predominantemente en el ámbito industrial. Otros tratamientos para el ablandamiento del agua son el intercambio iónico y procesos de membranas.

La dureza del agua es la suma de la concentración de iones polivalentes, principalmente de calcio y magnesio. Otros iones que producen dureza incluyen hierro, manganeso, estroncio, bario, zinc y aluminio. Sin embargo, estos iones no están presentes en cantidades importantes.

La dureza total está definida como la suma de dureza de calcio y magnesio. La dureza total puede también diferenciarse en dureza carbonatada y no carbonatada. La dureza carbonatada es la porción de dureza total presente en forma de bicarbonatos y sales de carbonatos, por ejemplo, $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ y $\text{Mg}(\text{HCO}_3)_2$ y como CaCO_3 y MgCO_3 , respectivamente. La dureza no carbonatada es la porción de calcio y magnesio presente como sulfato de calcio (CaSO_4), cloruro de calcio (CaCl_2), sulfato de magnesio (MgSO_4) y cloruro de magnesio (MgCl_2).

Los beneficios del ablandamiento incluyen: reducción de concentraciones minerales disueltas con tendencia a formar incrustaciones, remoción de metales pesados, incluyendo arsénico, remoción de ciertos compuestos orgánicos y de carbono orgánico total (COT) y desinfección vía formación de compuestos precursores, remoción de sílice, fluoruros, hierro y manganeso, así como la turbiedad de agua superficial.

El grado de remoción de los contaminantes depende del proceso específico de tratamiento utilizado y la forma en que es operado.

6.8.1 ABLANDAMIENTO CON CAL Y CARBONATO DE SODIO

El propósito principal del ablandamiento con carbonato de sodio (Na_2CO_3) y cal (CaO o $\text{Ca}(\text{OH})_2$) es reducir los niveles de calcio y magnesio.

El proceso involucra las siguientes etapas: mezclado rápido, floculación, sedimentación, recarbonatación, segunda sedimentación, filtración y cloración. Si el agua se estabiliza con ácido en lugar de dióxido de carbono, los procesos de recarbonatación y sedimentación secundaria se omiten. Sin embargo, la adición de ácido incrementa la concentración de sulfatos o cloruros, mientras que el uso de dióxido de carbono no lo hace. El empleo de la recarbonatación después del tratamiento con cal tiene el objeto de adicionar CO_2 para bajar el pH y convertir el exceso de hidróxido y carbonato a iones de bicarbonato (Hammer, 2001).

En algunas ocasiones se puede requerir de etapas de pretratamiento como la aireación y precipitación. La aireación se utiliza únicamente en aquellos casos donde las concentraciones de

dióxido de carbono o sulfuro de hidrógeno son elevadas (generalmente de aguas de origen subterráneo) para justificar el costo de inversión, operación y mantenimiento.

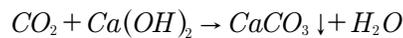
El ablandamiento con cal también mejora la calidad del agua evitando la incrustación en las tuberías y produce agua adecuada para calentadores y sistemas de enfriamiento.

El proceso normal de ablandamiento puede operar con picos de turbiedad de 500 a 1000 UTN debido a que la alta cantidad de cal adicionada (para ablandar) actúa como coagulante. Más aún, la remoción de turbiedad y la operación del filtro se pueden mejorar si se adicionan coagulantes metálicos como sulfato de aluminio o hierro junto con la cal. La recirculación de la cal después del tratamiento de lodos es una ventaja del proceso.

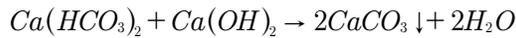
El carbonato de sodio, también conocido como *soda ash*, es un polvo blanco grisáceo que contiene como mínimo 98 por ciento de carbonato de sodio. En cuanto a la cal, se le conoce como cal viva (CaO) o cal apagada ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). La dosificación de estas soluciones deberá hacerse, en la medida de lo posible, por gravedad y con facilidad de mantenimiento, así como localizarse lo más cercano posible a los puntos de aplicación.

El dióxido de carbono es un gas incoloro que se utiliza para recarbonatar y estabilizar el agua ablandada. Se produce al quemar un combustible que puede ser carbón, petróleo, gas, etc. Se cuida la relación combustible-aire en el generador de CO_2 para lograr una completa combustión. El gas se produce en la cámara a presión y es pasado a través de difusores al tanque de tratamiento. Hay muchos fabricantes de equipos de recarbonatación, tanto para generarlo como para alimentarlo.

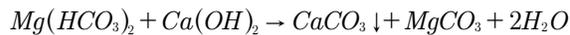
Las reacciones que intervienen durante el ablandamiento por precipitación son:



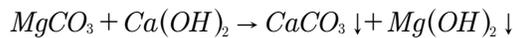
Ecuación 6.32



Ecuación 6.33



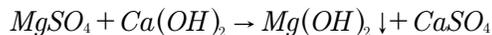
Ecuación 6.34



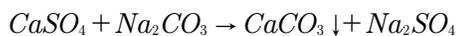
Ecuación 6.35



Ecuación 6.36



Ecuación 6.37



Ecuación 6.38

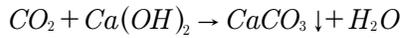
La cal adicionada al agua reacciona en primer lugar con cualquier dióxido de carbono libre para formar un precipitado de carbonato de calcio (Ecuación 6.32); después, reacciona con los bicarbonatos de calcio presentes. En ambos casos un equivalente de cal se combina con equivalente ya sea de CO_2 o de $Ca(HCO_3)_2$. Puesto que el magnesio precipita como $Mg(OH)_2$ (el $MgCO_3$ es soluble), dos equivalentes de cal se requieren para remover un equivalente de bicarbonato de magnesio (Ecuación 6.34). La dureza no carbo-

natada (sulfatos o cloruros de calcio y magnesio) requiere la adición de carbonato de sodio para su precipitación de carbonato de sodio. La Ecuación 6.38 muestra que un equivalente de carbonato de sodio remueve otro de sulfato de calcio. Sin embargo, para su formación se requiere cal y carbonato de sodio.

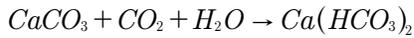
El ion calcio puede eliminarse efectivamente mediante la adición de cal que eleva el pH a un valor cercano a 10.3, pero la precipitación del ion magnesio requiere un pH mayor y por ello se debe añadir un exceso de cal de 35 mg/L (1.25 meq/L). Los límites prácticos del ablandamiento por precipitación son 30 a 40 mg/L de $CaCO_3$ y 10 mg/L de $Mg(OH)_2$ como $CaCO_3$, aun cuando la solubilidad teórica de estos compuestos es menor (una quinta parte de los rangos mencionados).

La principal ventaja del ablandamiento por precipitación es que la cal añadida se elimina junto con la dureza de la solución. Así, el contenido total de los sólidos disueltos del agua se reduce. Cuando se adiciona carbonato de sodio, los iones de sodio permanecen en el agua tratada como sales de sulfato o cloruro. Afortunadamente, la dureza no carbonatada, que es la que requiere la adición de carbonato de sodio, generalmente está presente en menor proporción que la dureza total. Las reacciones de ablandamiento con cal y carbonato de sodio pueden usarse también para estimar la producción de lodos.

La recarbonatación se emplea para estabilizar el agua tratada con cal y evitar la formación de depósitos. El CO_2 neutraliza el exceso de cal y lo precipita en forma de carbonato de calcio, de acuerdo con:



Ecuación 6.39



Ecuación 6.40

El diseño del medio granular para los filtros de las plantas de ablandamiento es similar a las plantas de clarificación convencional. Muchas plantas modernas de ablandamiento usan filtros duales con profundidades de lecho de 0.91 m o más. Con tasas de filtración que van de 9.8 a 14.7 m/h. Con carreras de filtración del orden de 36 a 48 horas de duración, para su seguimiento, la turbiedad debe monitorearse constantemente. En algunos casos conviene dosificar polifosfatos en dosis de 0.25 a 1 mg/L en el influente de los filtros para reducir la incrustación del medio, con un monitoreo cuidadoso y controlado para no comprometer la calidad del agua.

6.8.2 ABLANDAMIENTO CON EXCESO DE CAL

Se emplea para remover la dureza por Ca y Mg más allá de 40 mg/L. Para ello se estima la cantidad requerida de cal y de carbonato de sodio a

partir de las Ecuaciones 7.36 a 7.42 y se añade un exceso de cal para precipitar el magnesio; posteriormente el agua debe ser floculada para remover $CaCO_3$ y $Mg(OH)_2$ seguido de una recarbonatación en dos etapas. En la primera, se añade dióxido de carbono para bajar el pH aproximadamente a 10.3 y convertir el exceso de cal a $CaCO_3$ para removerlo por floculación y sedimentación. El carbonato de sodio se emplea solo si es preciso remover dureza no carbonatada de calcio. En la segunda etapa, el pH es bajado a valores entre 8.5 y 9.5 para convertir el carbonato remanente a bicarbonato y estabilizar el agua para evitar la formación de depósitos en la filtración y en las tuberías de distribución (Ilustración 6.21).

6.8.3 REMOCIÓN SELECTIVA DE CARBONATO DE CALCIO

Se emplea para ablandar agua que tiene baja dureza de magnesio, menos de 40 mg/L como $CaCO_3$, pues con valores superiores existe el riesgo de formar depósitos de silicato de magnesio si el agua es calentada por arriba de 82.2 °C. El procedimiento consiste en clarificar con cal y aplicar una recarbonatación de una sola etapa seguida de filtración (Ilustración 6.22). Se añade cal en cantidad suficiente para reducir la dureza por calcio

Ilustración 6.21 Diagrama de flujo de una planta de ablandamiento en dos etapas (Hammer, 2001)

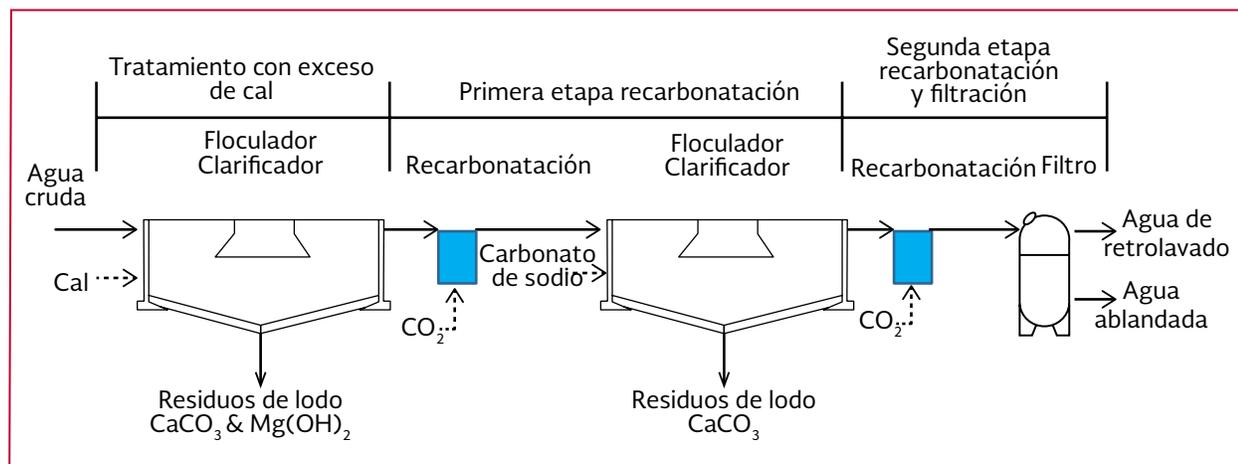
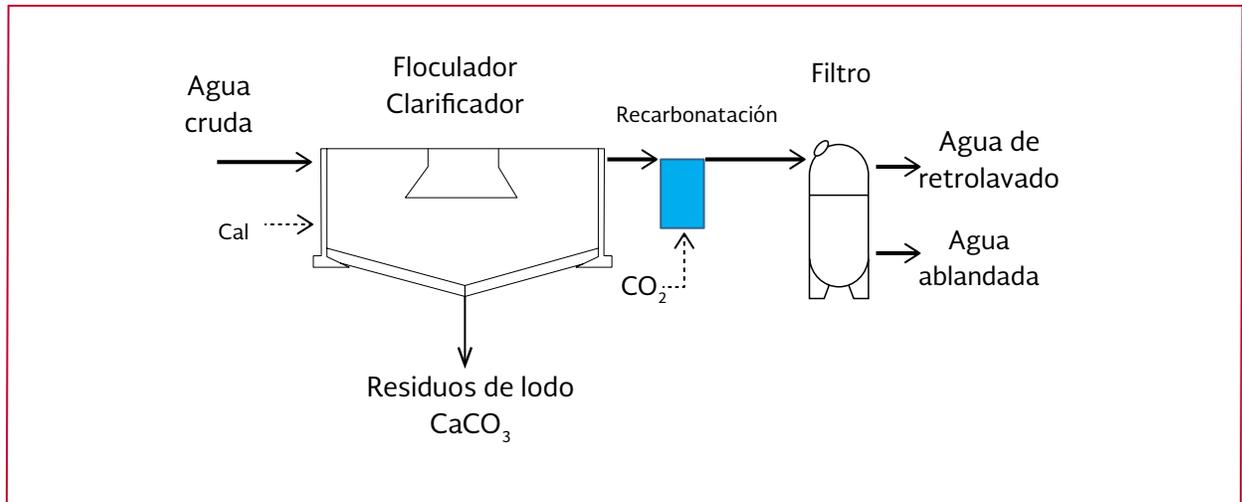


Ilustración 6.22 Diagrama de flujo de una planta de ablandamiento con carbonato de calcio en una etapa (Hammer 2001)



sin añadir un exceso que elimine el Mg. El carbonato de sodio puede o no ser usado, en función del contenido de dureza no carbonatada. En caso de que el CaCO_3 producido no sedimente satisfactoriamente, se añade una pequeña cantidad de polímero o alúmina como ayuda de floculación.

6.8.4 ABLANDAMIENTO MEDIANTE UN TRATAMIENTO POR PARTES

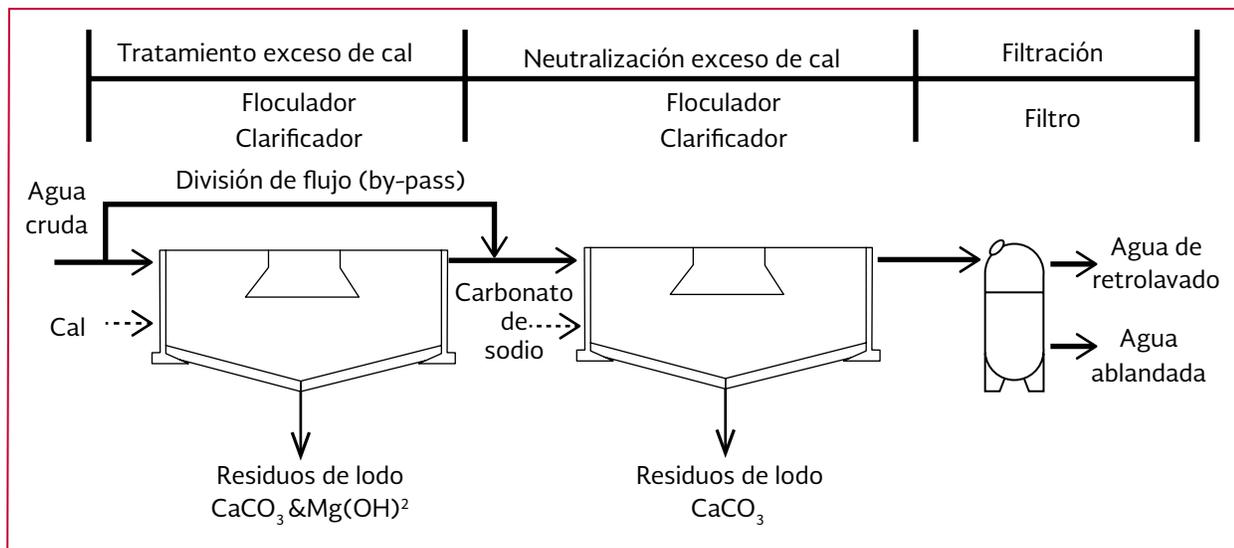
Consiste en dividir el flujo del agua por tratar en dos porciones para su ablandamiento en dos etapas. La porción mayor es tratada con un exceso de cal en una primera etapa en un floculador-clarificador o en un sistema de mezcla en línea con sedimentación. En la segunda etapa se añade carbonato de sodio. La porción remanente es mezclada con el agua tratada. Se usa así para que el exceso de cal dosificado fuerce la precipitación del magnesio en la primera etapa y el remanente reaccione con la dureza del calcio del agua que no se trató en la primera etapa. De esta manera, el exceso de cal complementa el ablandamiento en lugar de ser desechado al neutralizar con el CO_2 (Hammer, 2001).

Usualmente, esta opción no requiere recarbonatación, aunque en algunos casos conviene hacerlo para estabilizar el agua. Este sistema logra niveles de entre 80 y 100 mg/L de dureza y reduce considerablemente los costos de operación, incluso podría llegar hasta 40 mg/L. Las proporciones de división del agua se determinan en función de los niveles de mangesio deseados en el agua ablandada. Para el ablandamiento de aguas superficiales se sugiere que el flujo que se puenta tenga un tratamiento previo usando un coagulante de aluminio para remover turbiedad. Adicionalmente, ayudantes de la coagulación o carbón activado, o ambos, se pueden aplicar en la segunda etapa del tratamiento de ablandamiento (Ilustración 6.23).

6.8.5 REMOCIÓN DE FE Y MN CON ABLANDAMIENTO

El ablandamiento con cal también sirve para remover Fe y Mn. Cuando se desea hacer ambas funciones se utiliza una calación de dos etapas. Este esquema es particularmente útil cuando el Fe y el Mn se encuentran asociados con componentes orgánicos que no son fácilmente oxidables.

Ilustración 6.23 Diagrama de flujo de una planta de ablandamiento en dos etapas con división de flujo (Hammer 2001)



6.8.6 ABLANDAMIENTO POR INTERCAMBIO IÓNICO

El intercambio iónico, como su nombre lo indica, es el intercambio de iones entre una fase y otra. Este proceso trabaja solo con iones. Sustancias que no se puede ionizar en el agua no pueden ser removidas por intercambio iónico, aunque estas pueden adsorberse o precipitar en la resina o, si se presentan en forma particulada, pueden retenerse en la resina cuando pasan a través de ella.

El principio consiste en pasar el agua a través de un lecho intercambiador de iones. Cuando la capacidad de este se minimiza, se procede a regenerar la resina aplicando una solución regeneradora de alta concentración que libera los iones removidos del agua. En este caso es de suma importancia determinar el tiempo útil de la resina en laboratorio y contar con una buena idea de los costos de operación, ya que la disposición de las soluciones regenerantes puede ser un problema. Por lo mismo, se recomienda para pequeñas instalaciones.

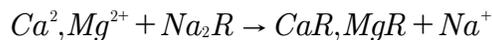
Con las resinas de intercambio iónico se intercambian iones aceptables en el agua tratada por iones no deseados en el agua sin tratar. Por ejemplo, una resina de intercambio catiónico se regenera con cloruro de sodio y opera con un ciclo de sodio. Las resinas intercambian iones sodio por todos los iones cargados positivamente (cationes) presentes en el agua, como el calcio y magnesio, ocurriendo de esta forma el ablandamiento, es decir, las resinas retienen el calcio y el magnesio a cambio de la liberación de sodio. Asimismo, si una resina aniónica es regenerada con cloruro de sodio, esta trabaja en el ciclo del cloruro e intercambiará cloruros por aniones del agua cruda (bicarbonatos, sulfatos y nitratos) y el efluente del agua tendrá una concentración de cloruro equivalente a la concentración total de aniones en el agua cruda (asumiendo que toda la concentración de aniones se remueve completamente).

Cada tipo de resina tiene una selectividad que se expresa con el coeficiente de selectividad, el cual es similar a la constante de equilibrio usada

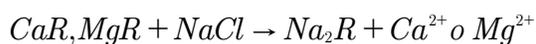
para describir el equilibrio químico. Conociendo el coeficiente de selectividad, la concentración de los iones en equilibrio en la fase de la resina y en la fase del agua se pueden calcular. La información relativa a la selectividad, la capacidad operativa y el desempeño de la eliminación de iones del agua suele proporcionarla el proveedor de la resina.

6.8.7 ABLANDAMIENTO POR INTERCAMBIO CATIONICO

Los materiales para intercambio de cationes que más se usan son las resinas de poliestireno en forma de pequeñas esferas de tamaño aproximado de 0.5 mm. Las reacciones son las de la Ecuación 6.41 y Ecuación 6.42 donde R representa el componente aniónico de la resina. El calcio y el magnesio son absorbidos y una cantidad equivalente de sodio es liberada de la resina hacia la solución. Cuando la resina se agota se lleva a cabo la reacción contraria.



Ecuación 6.41



Ecuación 6.42

Como resultado, los iones de calcio y magnesio se remueven del agua mediante la resina y un número equivalente de iones de sodio se adiciona al agua desde la resina.

El Instituto Americano de Estándares Nacionales (ANSI) ha desarrollado pruebas y protocolos para las resinas utilizadas en aplicaciones de potabilización para asegurar que el efluente sea seguro. Estos protocolos incluyen revisiones de toxicidad de los ingredientes utilizados para la manufactura de las resinas, pruebas de

capacidad de operación y calidad del efluente. Organizaciones como NSF Internacional y la Asociación de Calidad del Agua (WQA) están autorizadas para emitir certificaciones basadas en los estándares ANSI. Las certificaciones se emiten con el nombre de la organización certificadora y el número de estándar ANSI.

6.9 ADSORCIÓN EN CARBÓN ACTIVADO

El carbón activado es un material adsorbente que provee una superficie en la cual los iones o moléculas pueden concentrarse. Se usa para remover compuestos de tipo orgánico de fuentes de abastecimiento de agua potable. Es un método muy efectivo para la remoción de olor y color, a veces causados por productos y precursores que se forman durante la etapa de desinfección, también toxinas algales y compuestos orgánicos sintéticos y es parcialmente efectivo para remover algunos compuestos endocrino-disruptores (EDC_s), algunos compuestos farmacéuticos y productos del cuidado personal (PPCPs).

6.9.1 CARACTERÍSTICAS DEL CARBÓN ACTIVADO

El carbón activado tiene una estructura altamente porosa, con un amplio rango de tamaños de poros, desde los visibles a simple vista, hasta los de tamaño molecular. Las interacciones moleculares en los poros más pequeños proveen las fuertes fuerzas de adsorción de las moléculas contaminantes sobre el carbón activado. El carbón activado es un efectivo adsorbente porque provee una enorme área superficial a la cual los contaminantes químicos se pueden adherir.

El carbón activado está disponible en dos formas: carbón activado en polvo, conocido por sus

siglas en inglés como PAC, y el carbón activado granular, conocido como GAC. Las propiedades de adsorción del PAC y del GAC son dependientes del tamaño del poro, el área superficial y otras propiedades en general referidas al tamaño de la partícula. Además de la capacidad de adsorción y selectividad, se debe considerar la capacidad de reactivación térmica y resistencia a las pérdidas por erosión durante su transporte y manejo.

El PAC se adiciona al agua, se mezcla durante un tiempo específico y después se retira. La adsorción de los contaminantes ocurre mientras el carbón activado está en contacto con el agua. El PAC se dosifica con equipo para manejo de reactivos en seco o polvos, o se prepara una suspensión que se alimenta con bombas dosificadoras. Se recomienda dosificarlo cerca del punto de aplicación y se puede retirar por sedimentación con el flóculo, o bien, retirarse de los lechos de filtración durante el retrolavado.

El GAC se usa generalmente en lechos o columnas de adsorción a través de los cuales se pasa el agua para su tratamiento. Los contaminantes se adsorben en la superficie al interior de los poros hasta agotar la capacidad de adsorción del carbón activado, al punto que necesite ser reemplazado por carbón activado fresco o carbón reactivado. Si se va a utilizar carbón reactivado, se recomienda que sea el de la misma planta de tratamiento, para evitar alguna contaminación debida al uso de carbón utilizado en otro tipo de industria. La mayoría de las plantas de tratamiento utilizan carbón activado nuevo para reemplazar el carbón activado agotado.

El GAC puede usarse como medio filtrante parcial o completo en la filtración convencional por gravedad. En este caso, el GAC actúa como un

medio filtrante y provee una adsorción limitada de los contaminantes químicos cuando el agua pasa a través de los filtros. Se utiliza ya sea como etapa de prefiltración o de postfiltración.

La instalación de GAC como postfiltración comienza a ser popular para remoción de precursores de subproductos de la desinfección (DBP). La Tabla 6.20 muestra la comparación de características clave, ventajas y desventajas del PAC y GAC.

6.9.2 MANUFACTURA DEL CARBÓN ACTIVADO

Se obtiene de materiales orgánicos con alto contenido de carbono como lignita, desechos orgánicos, aserrín, cáscaras de coco, etc. La materia prima se convierte en carbón activado en presencia de vapor de agua a altas temperaturas que van de 300 °C a 1 000 °C, o a temperaturas moderadas en presencia de productos químicos de activación. El carbón activado de la madera es generalmente más suave y menos resistente a la abrasión. Los carbones obtenidos a partir de la antracita son más duros y se pueden bombear en forma de suspensión con un deterioro limitado, estos últimos, además, desprenden menos polvo.

6.9.3 PROPIEDADES FÍSICAS DEL CARBÓN ACTIVADO

El área superficial en el interior de los poros del carbón activado provee la capacidad de adsorber materia orgánica disuelta, DBPs y precursores de DBP, compuestos orgánicos sintéticos, EDCs y PPCPs, así como sabor y olor causados por compuestos como el 2-metilisoborneol (MIB) y geosmina. El carbón utilizado para adsorción en aplicaciones de potabilización tiene una superficie en un rango de 500 a 1 500 m²/g, los

Tabla 6.20 Comparación entre el PAC y GAC (AWWA, 2012)

Parámetro	Carbón activado en polvo (PAC)	Carbón activado granular (GAC)
Objetivos de tratamiento	Remoción de sabor y olor causados por compuestos naturales, materia orgánica. Remoción de color	Remoción de sabor y color, precursores de DBPs y DBP, biodegradables, carbón orgánico asimilable (AOC), sólidos suspendidos y desinfectantes residuales.
	Tratamiento incidental, contaminantes orgánicos	Barrera adicional para contaminantes orgánicos
Uso común	Uso temporal para remover sabor y olor	Uso continuo Temporal
Punto de aplicación	Entrada de agua cruda	Adsorbente en la prefiltración
	Contactador de lodos	Adsorbente en filtros combinados
	Mezcla rápida	Adsorbente en la postfiltración
	Entrada de filtros	
Instalaciones asociadas	Almacén	Almacén
	Tanque de preparación (si se dosifica en suspensión)	Filtro adsorbedor o filtro autónomo adsorbedor
	Equipo de dosificación	Instalaciones para manejo y transporte Instalaciones para reactivación (opcional) Control de emisión de gases (solo si se tiene la actividad de reactivación)
Ventajas	Bajo costo de inversión	El sistema en continuo puede adsorber múltiples compuestos orgánicos
	De fácil adaptación en instalaciones existentes	El carbón se puede reactivar
Desventajas	Uso de una sola vez (en caso de no reactivarse)	Alto costo de inversión
		Interacción de carbón activado con desinfectantes
		Potencial de liberación de orgánicos previamente adsorbidos (desplazamiento selectivo)

valores que generalmente se encuentran en uso van de 650 a 100 m²/g. Se ha desarrollado una serie de pruebas para determinar la conveniencia de uso de los distintos tipos de carbón y están detalladas en AWWA Standards. Se usa la B600 para el PAC y la B604 para el GAC. En la Tabla 6.21 se resumen los valores típicos especificados para su uso en sistemas de potabilización.

6.9.4 SELECCIÓN DEL PUNTO DE DOSIFICACIÓN PARA CARBÓN ACTIVADO EN POLVO (PAC)

El diseño de la instalación para la dosificación del PAC se optimiza mediante las pruebas de jarras, en las que se simulan las condiciones que ocurren a gran escala. El estándar ANSI/

Tabla 6.21 Características físicas típicas del PAC y GAC (AWWA, 2012)

Parámetro	Carbón activado en polvo (PAC)	Carbón activado granular (GAC)
Área superficial total, m ² /g	500 a 1 500	500 a 1 500
Densidad aparente, g/cm ³	0.20 a 0.75	≥ 0.20
Tamaño efectivo, mm	0.044	0.3 a 2
Número de yodo, mg/g	≥ 500	≥ 500
Coefficiente de uniformidad	-	≤ 2.1
Contenido de humedad, %	≤ 8	≤ 8
Resistencia a la abrasión, %	-	≥ 70
Contenido de cenizas, %	-	≤ 8
Materiales no humectables, %	-	≤ 8

AWWA B600-05 para PAC, incluye una guía para el uso de la prueba para predecir la remoción de MIB y geosmina.

La selección del punto de aplicación puede tener un efecto significativo en la efectividad del tratamiento. Entre los factores importantes que deben considerarse cuando se selecciona el punto de aplicación están los siguientes:

- Tiempo de contacto. Generalmente se recomienda que en una planta de tratamiento convencional sea de 30 minutos a 2 horas (es más común 30 minutos). En los estudios de laboratorio se debe determinar la dosis y el tiempo de contacto. Para la eficiencia de remoción específica se recomienda que la dosis de PAC de crezca cuando el tiempo de contacto se incrementa. Las dosis del PAC para un tratamiento convencional dependen del tipo y concentración de los contaminantes presentes. Las dosis comunes van de 2 a 20 mg/L para el control de olor y color, pero pueden requerirse hasta 100 mg/L para casos severos o en derrames de químicos orgánicos

- La superficie del PAC no debe cubrirse con coagulantes o cualquier químico utilizado durante el tratamiento
- El PAC no debe dosificarse concurrentemente con oxidantes como cloro o permanganato de potasio porque podría adsorber esos químicos e interferir con su propósito. Además, la adición simultánea del PAC y los oxidantes puede reducir significativamente la capacidad de adsorción del PAC. Tal como se observa en la Tabla 6.22.

6.9.5 SELECCIÓN DEL PUNTO DE DOSIFICACIÓN PARA CARBÓN ACTIVADO GRANULAR (GAC)

La selección del GAC debe basarse en las pruebas de desempeño realizadas con la fuente específica de agua, para considerar la competencia por los sitios de adsorción de las distintas impurezas. Para ello deben considerarse las características del GAC y los resultados de desempeño a nivel laboratorio y piloto. Se recomienda la prueba rápida de adsorción en minicolumnas conocida por sus siglas en inglés como RSSCT. Este tipo de prueba provee información acerca de la capacidad de ad-

Tabla 6.22 Ventajas y desventajas de los distintos puntos de aplicación del PAC (AWWA, 2012)

Punto de adición	Ventajas	Desventajas
Entrada	Largo tiempo de contacto, buen mezclado, efectivo para remoción parcial de precursores de DPB antes de la coagulación y desinfección	Adsorción de sustancias que podrían removerse por coagulación, incremento de la cantidad de carbón, reacción de carbón con preoxidantes como cloro y $KMnO_4$
Contactador de lodos	Largo tiempo de contacto, Excel ^o ente mezcla, no hay interferencia por coagulantes, tiempo de contacto adicional durante la floculación y sedimentación.	Se incrementa el costo capital si se necesita un nuevo tanque y mezclador, competencia por moléculas que podrían ser removidas por coagulantes, reacción con preoxidantes
Mezcla rápida	Buen mezclado durante la mezcla rápida y floculación, tiempo razonable de contacto para mantener el PAC en suspensión (en la floculación)	Posible reducción de la velocidad de adsorción debido a la interferencia con coagulantes y oxidantes, tiempo de contacto muy corto, competencia por moléculas que podrían removerse por coagulación, reacción con preoxidantes
Entrada al filtro	Uso eficiente del PAC, se reduce la competencia por adsorción de sitios de aquellas moléculas que pueden removerse por coagulación, Excel ^o ente tiempo de contacto cuando el PAC se mantiene en los filtros	El PAC podría potencialmente pasar a través de los filtros y al sistema de distribución

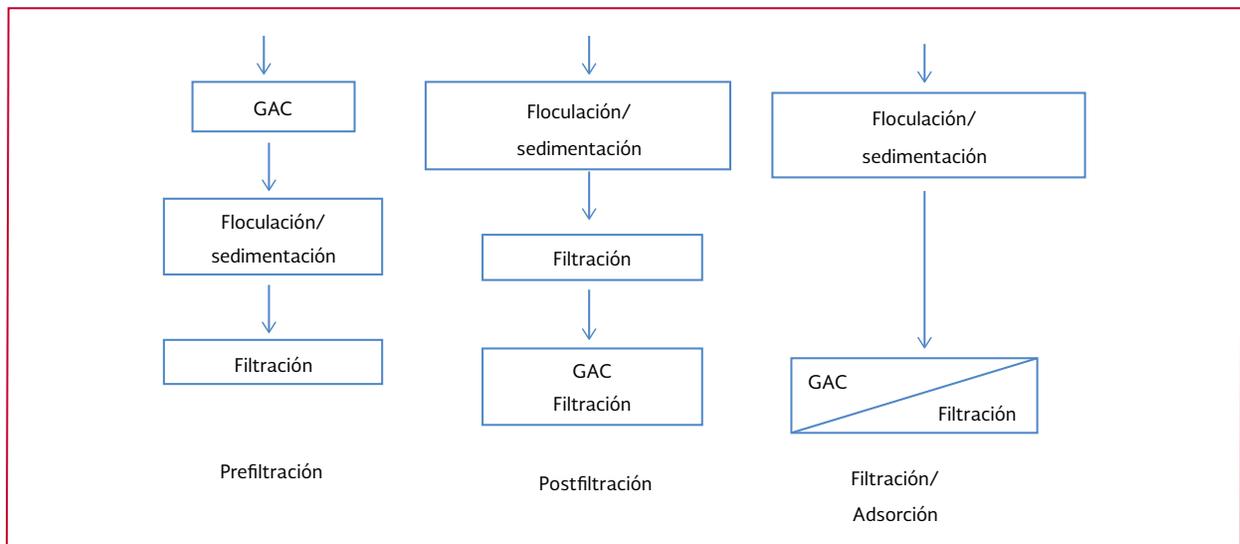
sorción, cinética y curvas de punto de quiebre, la cual evalúa la efectividad del GAC y el funcionamiento esperado a gran escala. Hay tres opciones básicas de localización de los contactores de GAC en las plantas de tratamiento nuevas o existentes (Ilustración 6.24):

- Prefiltración, adsorción antes del proceso convencional de tratamiento

- Postfiltración, adsorción o filtración secundaria, después del proceso convencional de filtración o membranas
- Filtración/adsorción, combinación de la filtración de agua y filtración en GAC en uno o dos pasos

La configuración de filtración/adsorción es la recomendable para casos en los que la planta de

Ilustración 6.24 Opciones básicas de localización de contactores de GAC (AWWA, 2012)



tratamiento sea de tipo hidráulico y se dificulte insertar otro proceso adicional. Con la opción de postfiltración, debido a la elevada calidad del agua que llega al sistema del GAC, la tasa de utilización del carbón se minimiza, así como la frecuencia de regeneración, haciendo que el diseño del GAC sea muy eficiente.

6.10 FLUORACIÓN

Existe cierta intención de fluorar el agua para controlar la caries en la población, principalmente infantil. Sin embargo, es preciso tener presente que ello tiene un costo y, sobre todo, que una operación inadecuada, donde se añadan concentraciones por arriba de las requeridas conducen a una enfermedad denominada fluorosis que afecta a los dientes y huesos. Esta concentración máxima es función de las condiciones locales y la dieta y se cree que la concentración útil para obtener los beneficios deseados se sitúa entre 0.8 y 1.2 mg/L. Investigaciones recientes han demostrado que la fluoración del agua es benéfica también para el control de la osteoporosis en personas mayores.

Los tres compuestos más empleados para la fluoración son el fluoruro de sodio, el silicofluoruro de sodio, y el ácido fluosílico (hidrofluosilicio, hexafluosílico o ácido silicofluorídico). En la Tabla 6.23 se dan algunas características de estos compuestos. El fluoru-

ro de sodio, a pesar de ser el más costoso, es el más común. Se prefiere en la presentación de cristales cuando su manejo es en forma manual, debido a que la ausencia de emisores no provoca polvos corrosivos.

El ácido fluosílico es incoloro o transparente, produce humos, es corrosivo en solución, tiene olor irritante y daña la piel. Es, además, un subproducto de la producción de fertilizantes fosfatados, por lo que es más económico. El silicofluoruro de sodio, la sal del ácido fluosílico, es blanco, sin olor, cristalino y tiene diversas presentaciones que facilitan su aplicación. Además es muy barato.

No hay un sistema único para fluorar el agua, sino que se debe definir para cada sistema en función de sus condiciones y necesidades. Debido a que la fluoración en México se considera aún muy cara frente a las necesidades básicas, no se describirá este proceso. Sí se tratará la defluoración.

6.11 DEFLUORACIÓN

Cuando una fuente de suministro contiene un exceso de flúor los consumidores tienen manchas en sus dientes de color café o una decoloración gris del esmalte. Niños que han consumido agua con concentraciones de 5 mg/L desarrollan fluorosis al grado de que el esmalte es dañado y pierden los dientes.

Tabla 6.23 Características de los compuestos más comunes en la fluoración

Parámetro	Fluoruro de sodio	Silicofluoruro de sodio	Ácido fluosílico
Fórmula	NaF	Na ₂ SiF ₆	H ₂ SiF ₆
Ion fluoruro, %	45	61	79
Peso molecular	42	188	144
Pureza comercial	90 a 98	98 a 99	22 a 30
Presentación comercial	Polvo o cristal	Polvo o cristales finos	Líquido
Dosis, mg/L para 1.00 mg F/L para la pureza indicada	2.26 (98%)	1.67 (98.5%)	4.21 (30%)

Los métodos para eliminar el flúor emplean alúmina activada o carbón de hueso, que son los medios preferidos como medios de intercambio por su alta selectividad al fluoruro. La alúmina activada es un adsorbente inorgánico semicristalino. El carbón de hueso está hecho de huesos de animales carbonizados o activados por vapor y consta básicamente de hidroxiapatita de calcio, que atrae fuertemente los fluoruros. El carbón de hueso realmente no está disponible, la alúmina activada sí lo está.

La defluoración con alúmina activada es similar a cualquier proceso de intercambio iónico. La alúmina está generalmente en una columna de flujo descendente, diseñada con su respectiva regeneración. El medio debe ser periódicamente regenerado mediante un retrolavado químico con una solución de sosa a uno por ciento y un enjuague posterior. La profundidad del lecho debe ser al menos de un metro. Antes del tratamiento, el pH del agua debe ajustarse a valores entre 5.5 y 6. A diferencia de los intercambiadores de iones basados en polímeros orgánicos, la alúmina activada produce una curva de ruptura muy gradual, con fugas de fluoruro de la columna durante el ciclo de servicio. El punto final del ciclo de servicio es la concentración máxima de fluoruro aceptable para el usuario. Debido a que la concentración de fluoruro en el efluente muy variable, es muy difícil usar una mezcla de agua en continuo como una técnica para reducir el costo de tratamiento.

La remoción del exceso de flúor es económicamente rentable si se considera el costo que la gente hace para controlar la salud de sus dientes,

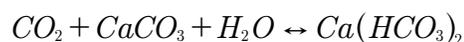
sin embargo, es poco común encontrar potabilizadoras que apliquen este proceso.

6.12 CONTROL DE LA CORROSIÓN E INCRUSTACIÓN

6.12.1 ESTABILIZACIÓN DEL AGUA

Para la prevención de la corrosión e incrustación sobre las tuberías de distribución, se requiere postratamiento del agua mediante ajuste de pH o adición de inhibidores de incrustación, como los fosfatos.

La formación de una fina película de carbonato de calcio en el sistema de distribución depende del control de la siguiente reacción química:



Ecuación 6.43

Un exceso de CO_2 libre disuelve el $CaCO_3$, mientras que una cantidad menor a la del equilibrio produce $CaCO_3$, que precipita. Para que el agua sea estable, el pH debe ser compatible con el contenido de CO_2 y $CaCO_3$ en equilibrio, a una temperatura dada. En la práctica, se calcula una sobresaturación de 4 a 10 mg/L de $CaCO_3$ para eliminar la agresividad del CO_2 . El contenido mínimo de calcio y de alcalinidad se debe mantener entre 40 y 70 mg/L como $CaCO_3$, en función de los otros iones que se encuentren en el agua. Finalmente, el agua debe contener oxígeno disuelto suficiente, entre 4 y 5 mg/L, para oxidar el hi-

dróxido ferroso corrosivo a hidróxido férrico, que actúa como protector.

El índice más usado para determinar la corrosividad de un agua es el de Langelier, que es útil en el intervalo de pH de 6.5 a 9.5.

$$IL: pH - pH_s \quad \text{Ecuación 6.44}$$

$$IL: pH - (pK'_2 - pK'_s + pCa^{2+} + pAlc)$$

Ecuación 6.45

donde:

IL = índice de Langelier

pH = pH del agua

pH_s = valor del pH en el punto de equilibrio con la saturación del $CaCO_3$

$pK'_2 - pK'_s$ = constante que es función de la fuerza iónica y temperatura

pCa^{2+} = cologaritmo de la concentración de los iones calcio en moles/L

$pAlc$ = cologaritmo del valor del contenido total de alcalinidad en eq/L

Un valor positivo del índice significa que el agua está sobresaturada y puede haber entonces precipitación del carbonato de calcio. Un valor negativo, en cambio, significa que es corrosiva y hay disolución de carbonato de calcio. Si es menor a -2 el agua es extremadamente corrosiva, entre -2 y -0.1 es moderadamente corrosiva. La magnitud del número no expresa en modo alguno la velocidad con la cual ocurrirá la corrosión, ni qué tan rápido se puede lograr la estabilidad del agua, ni tampoco cuántos reactivo hay que adicionar para lograrlo.

El valor de $pK'_2 - pK'_s$ se calcula conociendo la fuerza iónica.

$$\text{Fuerza iónica} = 0.5(C_1Z_1^2 + C_2Z_2^2 + \dots + C_nZ_n^2)$$

Ecuación 6.46

donde:

C = concentración de una especie iónica dada en moles/L

Z = valencia de cada ion

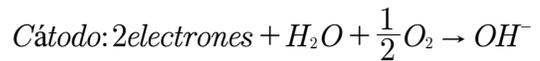
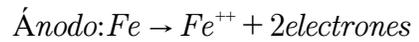
Un agua inestable puede ser tratada mediante la adición de reactivos hasta lograr el equilibrio entre el pH, contenido de Ca y la alcalinidad. La cal es un reactivo muy bueno para modificar el pH y neutralizar el CO_2 libre. Si el agua es blanda, la cal tiene además la ventaja de añadir iones de Ca. El carbonato de sodio produce los mismos dos efectos pero requiere mayores dosis por lo que se usa, más bien, para incrementar la alcalinidad. La adición de CO_2 controla la formación de depósitos al reducir el pH e incrementar la alcalinidad. Normalmente cada uno de estos reactivos se usan por separado, con excepción de cuando se remineraliza agua de mar desalada, donde se añade cal y CO_2 para incrementar la concentración de Ca y de alcalinidad hasta un pH adecuado. Después del tratamiento químico, y con objeto de hacer que el agua sea poco incrustante, se añade hexametáfosfato de calcio y carbonatos, el primero para secuestrar el Ca y evitar su precipitación. El equilibrio se logra cuando el $CaCO_3$ depositado no se disuelve pues el agua está ya saturada tanto de Ca como de carbonatos, y estos iones no pueden precipitar debido a la acción secuestrante de los iones de metafosfato. Se puede añadir al agua tanto ácidos como bases para ajustar el pH a un valor óptimo. Como ácido se emplea generalmente el sulfúrico y entre las bases están la cal, el carbonato de calcio y el hidróxido de sodio como se

muestra en la Tabla 6.24. Su aplicación se hace en términos de rentabilidad operando a un valor óptimo, o cuando se requiere estabilizar el pH del agua. Esta rentabilidad se determina a partir de una simple curva de neutralización que permite, a partir de las dosis, calcular el costo de reactivos.

6.12.2 PROTECCIÓN CATÓDICA

La protección catódica es un procedimiento de tipo eléctrico utilizado para proteger estructuras metálicas enterradas o sumergidas contra la corrosión. Consiste en establecer una diferencia de potencial para convertir las estructuras en cátodos mediante el paso de una corriente eléctrica.

El objetivo es evitar la disolución de los iones de hierro de los tanques y tuberías metálicas que se origina de acuerdo a las reacciones de la Ecuación 6.47.



Ecuación 6.47

El ion ferroso Fe^{2+} es oxidado a Fe^{3+} en la presencia de oxígeno y precipita como hidróxidos de hierro insolubles. La velocidad de corrosión está controlada por la concentración de la velocidad de difusión del oxígeno disuelto en la superficie de hierro.

La protección catódica se utiliza para evitar la corrosión, ya sea por medio de ánodos de sacrificio o galvánicos se lleva a cabo normalmente con tres metales característicos: zinc (Zn), magnesio (Mg), aluminio (Al) y sus aleaciones. En sistemas grandes se emplea la protección catódica al aplicar una corriente directa por medio de ánodos electrolíticos. Los ánodos pueden ser de grafito, carbón, platino, aluminio, hierro o aleaciones de acero,

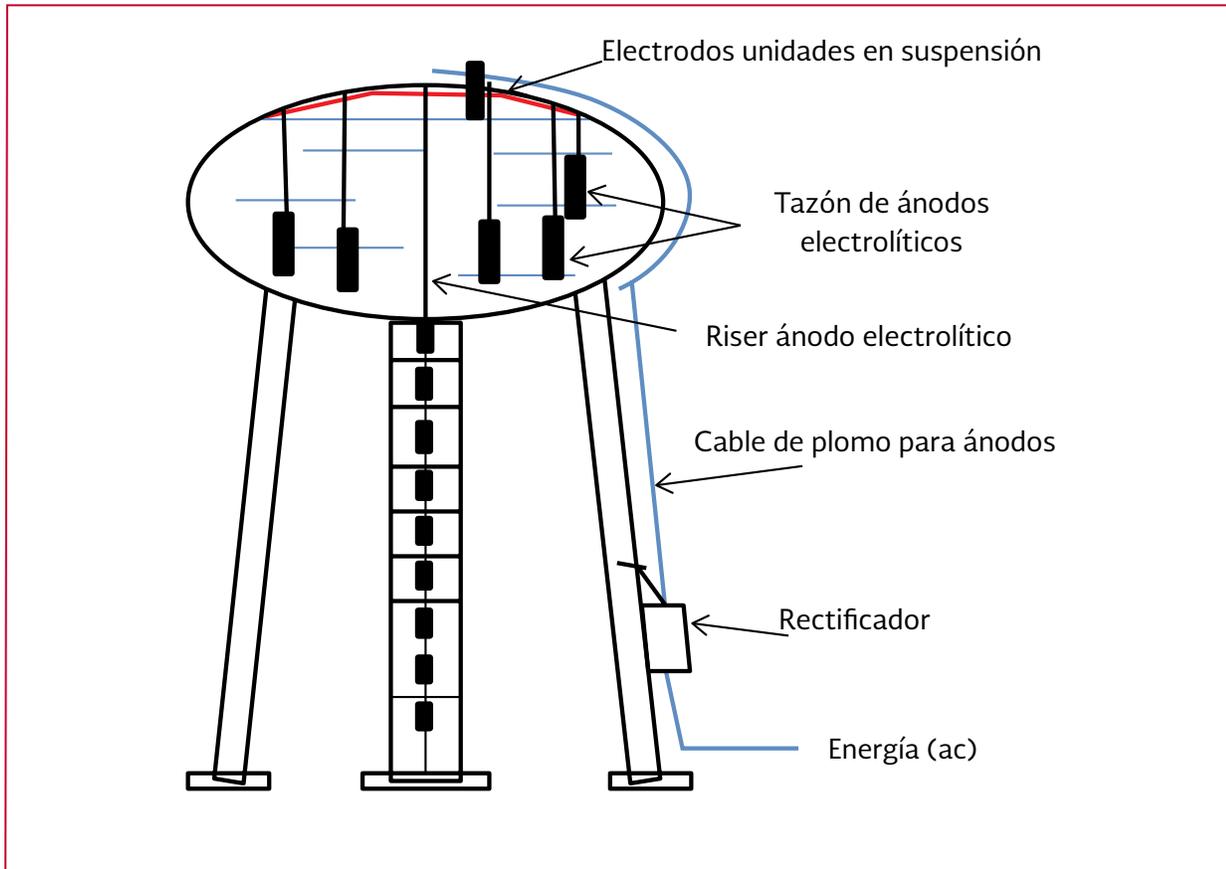
Tabla 6.24 Efecto en la alcalinidad de algunos reactivos químicos

Químico	Efecto en alcalinidad (mg/L como CaCO ₃ por mg/L de químico)
Cal como Ca(OH) ₂	+1.35
Sosa cáustica como NaOH	+1.25
Carbonato de sodio/soda ash como Na ₂ CO ₃	+0.94
Hipoclorito de sodio como (NaOCl)	+0.67
Bicarbonato de sodio como NaHCO ₃	+0.6
Dióxido de carbono como CO ₂	0.0
Sulfato de aluminio como (Al ₂ (SO ₄) ₃ · 14H ₂ O)	-0.5
Sulfato férrico como Fe ₂ (SO ₄) ₃ · 9H ₂ O	-0.53
Cloruro férrico FeCl ₃	-0.93
Cloro como Cl ₂	-1.41
Ácido fluorosilícico como H ₂ SiF ₆	-2.08

los cuales son energizados por la conexión a una terminal positiva de una fuente de corriente directa, generalmente un rectificador, mientras que la estructura se protege al estar conectada a la terminal negativa. La corriente

impuesta evita la ionización del hierro, por lo tanto la corrosión. La Ilustración 6.25 muestra esta aplicación en un tanque elevado. Para los tanques enterrados se colocan los ánodos en el suelo alrededor de este.

Ilustración 6.25 Protección catódica en un tanque elevado (Hammer, 2001)



7

CONTROL Y MONITOREO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

El diseño de una planta de tratamiento debe reflejar cómo operará cada proceso y su nivel de automatización. Algunas plantas de tratamiento a menudo utilizan una combinación de controles manuales, semiautomáticos y totalmente automáticos. Por ejemplo, las unidades de floculación se pueden activar manualmente, mientras que la secuenciación del retrolavado de los filtros puede ser totalmente automática. El nivel de automatización puede ser simple o muy complejo y se deben considerar los costos de mantenimiento a largo plazo frente a los beneficios de la automatización.

En la Tabla 7.1 se muestran varios de los procesos que requieren ser controlados y monitoreados en una planta potabilizadora.

7.1 MECANISMOS DE CONTROL

7.1.1 CONTROL DE BOMBEO DE AGUA

El flujo es uno de los principales parámetros controlados en la planta en una planta potabilizadora. Las variaciones de caudal generalmente se mantienen al mínimo para evitar la interrupción o afectación de los procesos aguas abajo. Cualquier cambio en el gasto requiere que los

otros parámetros de control, como la dosificación de coagulantes, sean ajustados. En la mayoría de las plantas potabilizadoras hay solo un caudalímetro para medir el influente de la planta. En los casos donde el flujo es alimentado por gravedad, el control sería típicamente mediante una válvula de influente o compuerta. En otros casos, es necesario mantener la velocidad del motor de las bombas de alimentación constante.

7.1.2 CONTROL DE COAGULACIÓN, MEZCLA Y FLOCULACIÓN

Los coagulantes y floculantes químicos (ayuda de coagulantes) son alimentados generalmente por bombas de medición de desplazamiento positivo. La dosificación del coagulante se puede controlar por el mando anticipativo de flujo, mediante la señal de retroalimentación de un turbidímetro instalado aguas abajo en el proceso de tratamiento. La velocidad de alimentación química se controla con un caudalímetro.

El control del pH algunas veces se necesita ajustar para incrementar la remoción de algunos contaminantes; esto se logra mediante la optimización del proceso de coagulación, especialmente en agua de baja alcalinidad. La cal o el hidróxido de sodio se utilizan para aumentar el pH. Los ácidos o el dióxido de carbono se uti-

Tabla 7.1 Elementos comúnmente monitoreados y controlados

	Bombeo de agua cruda	Mezcla/coagulación/floculación	Clarificación/sedimentación	Filtración	Desinfección	Retorno de agua/manejo de lodos	Bombeo y almacenamiento de agua tratada	Varios
Monitoreados	Flujo	Nivel	Válvulas	Nivel	Alimentación del desinfectante	Nivel de sólidos	Nivel del agua clarificada	Potencia utilizada
	Nivel	Flujo	Nivel de sólidos	Pérdida de carga	Flujo	Nivel de tanque de almacenamiento	Cloro residual	Preparación de reactivos y almacena-miento
Control	Temperatura del agua	Turbiedad, cloro residual, pH	Turbiedad del efluente	Posición de las válvulas	Cloro residual	Flujo reciclado	Turbiedad	
	Turbiedad, pH y SDT	Estado de la mezcla		Flujo	Turbiedad	Turbiedad	Flujo	
Control				Turbiedad			Estado de la bomba/velocidad	
	Bombas de agua cruda	Dosificación química	Recolección de los lodos	Flujo, nivel	Dosis del desinfectante	Bombas de lodos	Bombeo de efluente	Paro de planta
	Control de flujo	Control del floculador	Válvulas y bombas para lodos	Válvulas y bombas de accionamiento para filtración	Rastras	Presión de descarga	Reinicio de operación	
		Válvulas de división de flujo		Válvulas y bombas de accionamiento para retrolavado	Nivel de lodos	Flujo de descarga	Preparación, almacenamiento y bombeo de reactivos químicos	
			Bombas de lavado superficial	Bombas de lavado superficial	Bombas de retorno	Dosificación de desinfectante		
			Mecanismo de sopladores	Lechos de secado				

lizan para bajar el pH. El control del pH no es lineal y se pueden diseñar algoritmos especializados para implementar su control, lo cual puede incluir el control de alimentación directa del flujo ajustada con una retroalimentación basada en las mediciones de pH aguas abajo.

El control de la mezcla rápida y la floculación se limita generalmente a estar encendido o apagado. Esto se puede hacer manualmente mediante el sistema de control, o de forma automática con base en secciones de la planta que estén en servicio. La floculación óptima requiere una mezcla suave con la intensidad apropiada, definida por el valor G (gradiente de velocidad). El control se realiza mediante el ajuste de las velocidades del mezclador mecánico y del floculador. Normalmente es a través del sistema manual de control, pero puede también basarse en la temperatura del agua o en el nivel de turbidez.

7.1.3 CONTROL DE LA SEDIMENTACIÓN

Este control se puede analizar desde varios enfoques. A menudo no se requiere control hidráulico pues el nivel está configurado por un rebosadero. En esta unidad los lodos se recogen por medio de raspadores mecánicos o rastrillos, los cuales se encienden manualmente o se desactivan de forma local o mediante el sistema de control. Los lodos sedimentados se retiran abriendo una válvula, además de su correspondiente bombeo durante un tiempo y frecuencia establecidos. Este proceso incluye el seguimiento de las posiciones de válvulas, la bomba y el estado de los motores.

7.1.4 CONTROL DE LA FILTRACIÓN

El número de filtros necesarios está determinado por el flujo de la planta y el flujo óptimo por filtro. Los filtros de tasa constante están equipados con reguladores de flujo que se ajustan automáticamente según los cambios de flujo en la entrada de la planta. Un método comúnmente utilizado es el nivel de control de flujo en cascada. Aquí, una señal del nivel del canal influente a la filtración se transmite a un controlador de nivel PI (controlador integrador proporcional). La salida del controlador ajusta el flujo de los filtros individuales.

Los controladores de flujo de filtro individuales mantienen el flujo mediante un regulador PI con la retroalimentación a un medidor de caudal en el efluente del filtro. A medida que aumenta el caudal de la planta, el nivel del canal influente a la filtración aumenta por encima del punto de referencia, incrementando el nivel del controlador de salida, por lo que las válvulas de efluentes de filtros se abren para filtrar el agua a una velocidad mayor. El valor más alto de la tasa de flujo del controlador de nivel siempre debe limitarse a la tasa máxima admisible de filtración. Este esquema de control también distribuirá automáticamente el influente en todos los filtros.

Control del retrolavado. La operación de los filtros se realiza hasta el punto donde se requiere el lavado a contracorriente para limpiar el medio filtrante. El retrolavado se puede iniciar mediante el uso de cualquier combinación de los siguientes sucesos:

- Incremento en la pérdida de carga (filtros de tasa constante)
- Caudal bajo
- Tiempo de ejecución transcurrido
- Cantidad de agua filtrada
- Alta turbidez del efluente
- Alto número de partículas del efluente
- Horario predeterminado
- A juicio del operador

La turbidez del efluente de los filtros puede estar causada por factores tales como la inadecuada dosificación de coagulante o floculante, por lo que la turbidez se suele combinar con otro parámetro para iniciar retrolavado.

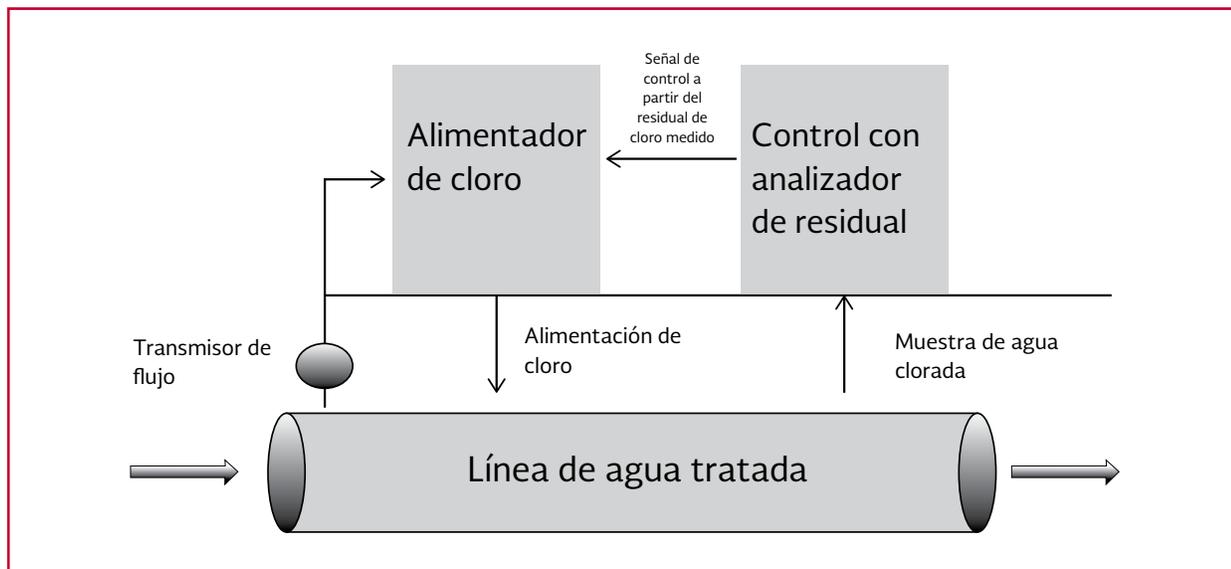
7.1.5 CONTROL DE LA DESINFECCIÓN CON CLORO

El cloro es el desinfectante más utilizado para el tratamiento del agua. Cuando la tasa de flujo de la planta es constante y la calidad del agua influente es consistente, el control manual de la cloración puede ser satisfactorio. Sin embargo, las plantas suelen tener un cierto nivel de control en la inyección de cloro. La importancia

primordial del control en la desinfección consiste en mantener un valor CT mínimo, el cual representa el producto de la dosis de cloro por el tiempo de contacto, para asegurar una buena desinfección.

La mayoría de los controles de cloración emplean un rango de control para la estimulación del flujo de cloro. Esto permite el ajuste automático debido a cambios en el flujo, pero no a la calidad del agua. La cloración debe ser controlada usando un caudalímetro que mide el flujo tan cerca como sea posible del punto de adición de cloro. Esto proporcionará un control de flujo más preciso. Si el residual de cloro medido es mayor que el valor deseado se reduce la cantidad de cloro que se inyecta; asimismo, si el residual medido es menor, se incrementa la cantidad de cloro inyectado. El control automático emplea un analizador aguas abajo del punto de aplicación para regular la dosificación. Un sistema de este tipo se muestra en la Ilustración 7.1, que ajusta la dosis en función de la demanda y el caudal, para mantener un residual prefijado. Este es el sistema más efectivo para asegurar la calidad del agua.

Ilustración 7.1 Dosificador y analizador de cloro, adaptación hecha a partir de Hammer (2001)



7.1.6 CONTROL DE LODOS Y RETORNOS

El tratamiento de los lodos se suele dividir en tres procesos: espesamiento primario, deshidratación y secado. Cada etapa tiene diferentes requisitos de control.

Equipos de deshidratación mecánica, tales como filtros prensa, filtros de banda y centrífugas, están provistos de paneles locales que controlan el equipo y proporcionan una interfaz relativamente simple al sistema de control de la planta. Algunos equipos, como filtros prensa, pueden trabajar por lotes en lugar de en modo continuo. Esto puede requerir la coordinación con otros procesos de la planta.

Una planta convencional utiliza un tanque de sedimentación, un espesador por gravedad y lechos de secado. El sedimentador y espesador por gravedad de los lodos se controlan de la misma manera que se mencionó antes para el sedimentador, ya que también cuentan con rastras que recogen continuamente el lodo acumulado en el fondo de la unidad. Se deben considerar en el diseño líneas de lavado que puedan ser de accionamiento manual o automático.

El bombeo de agua de retorno se basa generalmente en el nivel del tanque del que se bombea el agua. La tasa máxima de flujo de retorno puede limitarse a un porcentaje de flujo de la planta de manera que la calidad del agua producto no se afecte. No hay una regla específica requerida que indique las limitaciones del agua reciclada, pero puede ser menor o igual a 10 por ciento del flujo total de la planta. Las bombas deben utilizarse de forma secuenciada para emparejar los tiempos de funcionamiento y alargar su periodo de vida útil.

7.1.7 CONTROL DE BOMBEO DEL AGUA TRATADA

Las bombas de agua tratada pueden controlarse de forma manual o automática, basándose en los requerimientos de presión de red de distribución o nivel del tanque de distribución. Se pueden automatizar múltiples bombas para su accionamiento por etapas para mantener un control de presión. Igualmente, con el objetivo de flexibilizar el bombeo, se pueden utilizar bombas de velocidad y tamaño variable. La velocidad de las bombas se controla generalmente usando PI o PID.

7.1.8 CONTROL DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Reinicio y apagado. En una planta de tratamiento pequeña el paro y reinicio del proceso se puede lograr girando manualmente el encendido y apagado de los dosificadores, bombas y la apertura y cierre de válvulas. En una planta mediana a grande se pueden automatizar operaciones simples con una inversión mínima. Adicionalmente, debe considerarse un control automático de apagado para eventos de emergencia, tales como desbordamientos, picos de turbiedad o fallas de energía.

Entrega de reactivos, preparación y almacenamiento. La distribución de productos químicos y la preparación química son generalmente procesos en lotes que incluyen una serie de pasos específicos para llenar los tanques con productos químicos a las concentraciones apropiadas y tiempos de maduración adecuados. Cuando los productos químicos se suministran a mayor concentración de lo que se necesita, es común preparar un lote de productos químicos diluidos a la concentración deseada al día en un

tanque de almacenamiento para su dosificación continua en la planta.

Monitoreo o supervisión de la energía eléctrica. La energía eléctrica es un gasto importante y su uso está relacionado con el tratamiento y bombeo del agua. La facturación se basa comúnmente en los picos de demanda, energía y factor de potencia. Los picos de demanda se supervisan por la empresa abastecedora de energía y se utilizan para establecer los cargos por el consumo.

7.2 DOSIFICADORES

Como la operación en las plantas potabilizadoras es continua, se busca también que la dosificación de reactivos sea constante. El primer paso en la dosificación es solubilizar la sustancia en agua si es que viene en seco (polvo granular) o como gas, antes de aplicarla en el caudal a tratar. Existen dosificadores de líquidos, sólidos y gases como se muestra en la (Tabla 7.2).

Un dosificador es un equipo utilizado para medir y suministrar la cantidad de reactivo que se aplica al agua a una tasa determinada. Se usan en procesos de coagulación floculación, precipitación, ablandamiento, neutralización, etc. Existen dosificadores de líquidos, sólidos y gases. Los primeros agregan los reactivos en solución o suspensión, mientras que los segundos lo hacen en forma granular o polvo y los últimos

pueden dosificarse en solución al vacío o en aplicación directa.

7.2.1 DOSIFICADORES PARA POLVOS

La dosificación de polvos o sustancias granulares se realiza por volumen o por peso. La selección de los dosificadores toma en cuenta las características del producto a usar, la precisión requerida y el intervalo de operación en función de la variación del caudal a tratar.

Las sustancias sólidas más comunes que se utilizan en la potabilización y que se aplican directamente al caudal a tratar, o que primero se disuelven para después inyectarse son: hidróxido de calcio, carbonato de sodio, sulfato de aluminio y sulfato férrico. Otras sustancias menos comunes son: sulfato de cobre, carbón activado y arcilla coloidal.

El suministro de las sustancias debe hacerse de tal forma que se mezclen rápidamente con un volumen de agua de dilución antes de inyectarse al caudal de agua a tratar, por lo tanto, además del equipo dosificador se requiere un tanque o unidad especial para este fin.

Dentro de los dosificadores de tipo volumétrico se encuentran los de tornillo giratorio, banda y válvula alveolar; en el caso de los gravimétricos, se encuentran los de banda y pérdida de peso.

Tabla 7.2 Clasificación de equipos dosificadores según el estado físico de la sustancia química a dosificar

Seco (polvos o granulares)	Volumétricos
	Gravimétricos
Solución	Gravedad
	Bombeo
Gas	Solución al vacío
	Aplicación directa

En los dosificadores de tipo volumétrico es necesario que una tolva con el reactivo se encuentre en un sitio elevado para que el material caiga hasta el mecanismo de medida consistente en un disco giratorio, un tornillo sin fin u otro elemento que se desplace con velocidad prefijada arrastrando cierto volumen de sólidos y vertiéndolos en una cámara de solución con agua, provisto de un sistema de agitación.

Los dosificadores volumétricos son simples, menos costosos y un poco menos precisos que los gravimétricos, aunque tienen un buen desempeño a velocidades de dosificación bajas. Su precisión es aceptable para materiales con uniformidad y densidad estables y, relativamente, requieren bajo mantenimiento. Su mayor desventaja es que no responden bien a cambios de densidad en los materiales dosificados y necesitan calibración frecuente. La precisión de dosificación oscila entre 1 y 5 por ciento del valor deseado.

En la Ilustración 7.2 se presenta la válvula alveolar, utilizada en instalaciones en las que no se necesita una gran precisión. Esta válvula va adaptada a un motor de velocidad variable.

Ilustración 7.2 Válvula alveolar



El tornillo giratorio se presenta en la Ilustración 7.3. En su forma más simple se compone de una tolva de alimentación y un brazo rascador o tornillo dosificador. Funciona por medio de un tornillo calibrado sumergido en la masa del producto químico que va a ser dosificado, el cual es arrastrado por su movimiento en el sentido del eje de rotación. Previamente, la sustancia se homogeniza por medio de un agitador mecánico de paletas. La dosificación se ajusta a la velocidad de giro del tornillo en forma proporcional al caudal de agua a tratar. Este mecanismo se puede automatizar.

Los dosificadores de tipo gravimétrico tienen una precisión de 0.5 a 1 por ciento sobre el valor de dosificación deseado. Manejan altas capacidades, se adaptan muy fácil a registros y mecanismos de control, pero son más caros que los volumétricos. Su elevada precisión se debe a que, al despachar por peso, ya no intervienen variables como la densidad y consistencia. Existen dos opciones: los que pesan el material en una sección móvil y los que operan midiendo la pérdida de peso en una charola.

Los dosificadores gravimétricos por pérdida de peso tienen una capacidad limitada de 454 kg/h como máximo. Los de tipo banda pueden ser de hasta 227 t/h (Ilustración 7.4).

7.2.2 DOSIFICADORES PARA LÍQUIDOS

En general, los dosificadores son pequeñas bombas de desplazamiento positivo que entregan volúmenes específicos de agua cada vez que entra el pistón o el impulsor. Los más comunes son los de diafragma, que pueden trabajar contra pre-

Ilustración 7.3 Tornillo giratorio

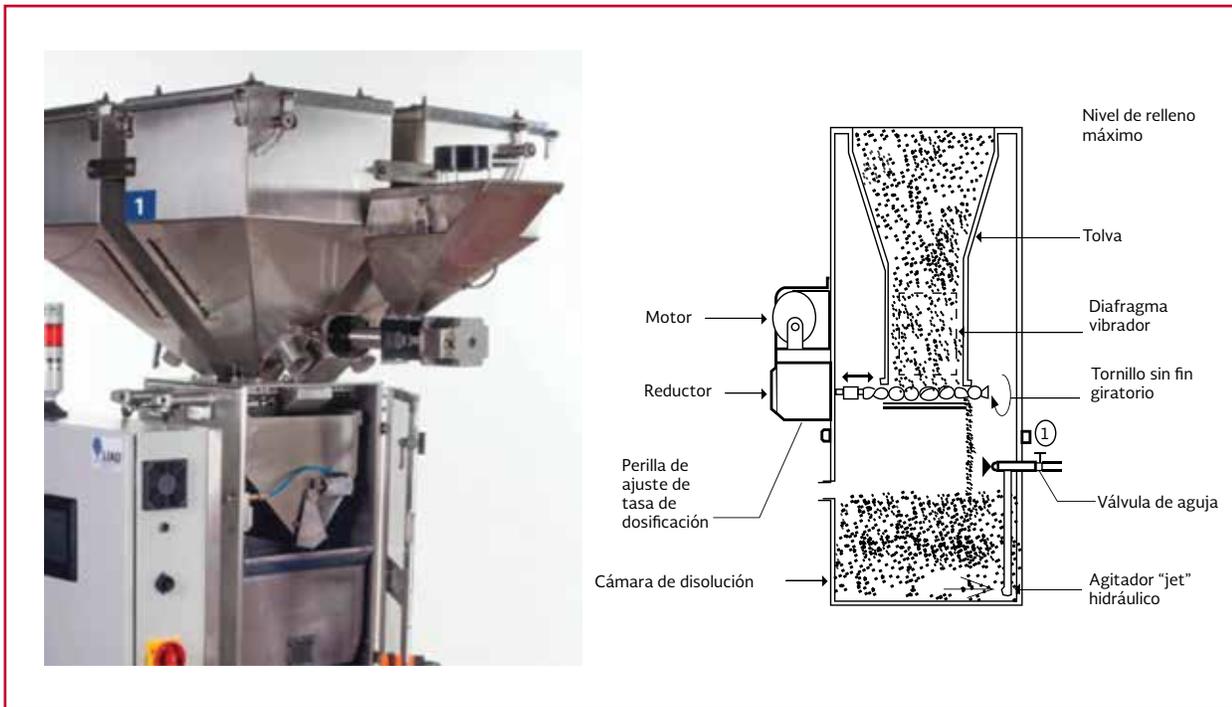


Ilustración 7.4 Dosificador de banda transportadora



sión (Ilustración 7.5). Estas bombas contienen un diafragma flexible accionado por un motor rotatorio o un movimiento recíprocante. Las válvulas de entrada y de salida se operan por la succión y presión que crea la cámara del diafragma. La longitud del pistón y la tasa de alimentación pueden ser controladas en forma manual a un valor fijo por medio de un control neumático que da el pistón en forma proporcional al flujo del agua, e incluso en forma automática por me-

dio de un alimentador de señal que establezca la calidad del agua.

Otra bomba de desplazamiento positivo que está ganando popularidad es la bomba peristáltica (Ilustración 7.6). La bomba peristáltica no necesita una válvula *check* ni a la entrada ni a la salida, no se afecta por los lodos o los químicos. En general, la pulsación es una preocupación menos en la bomba peristáltica en comparación

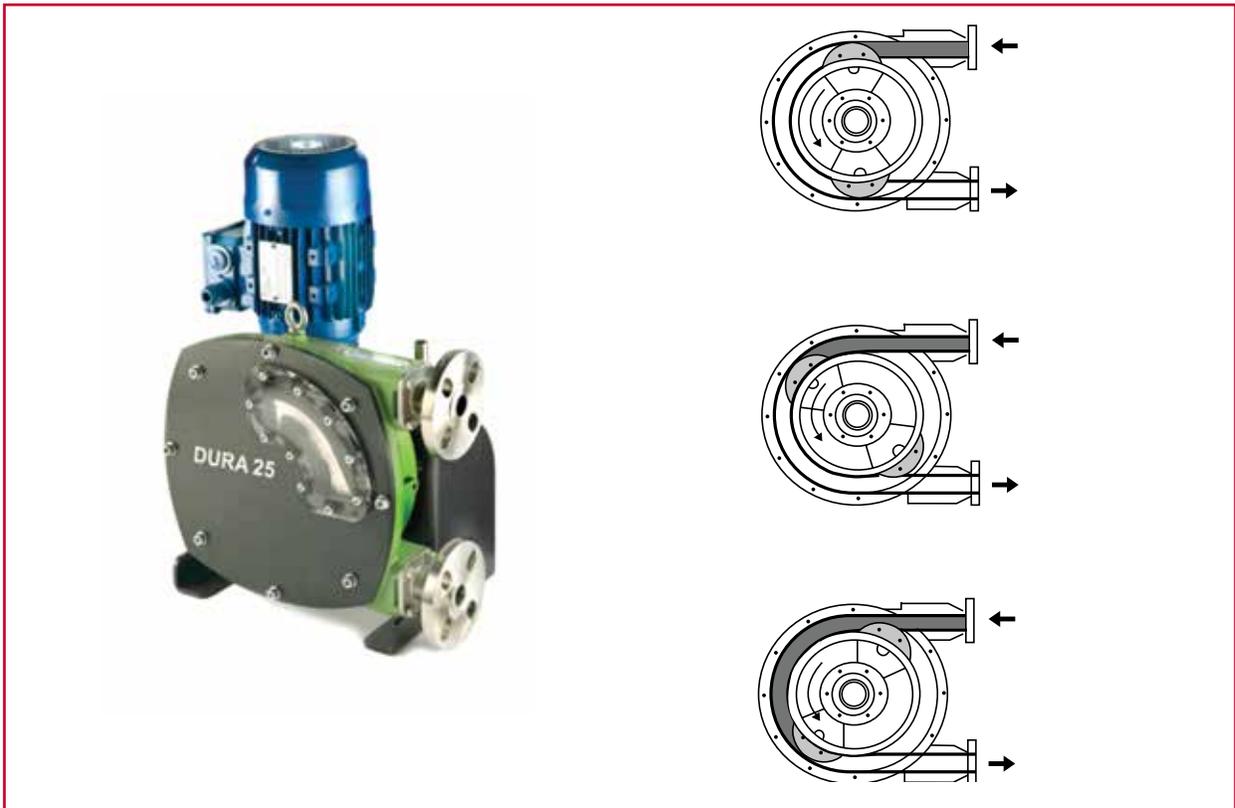
Ilustración 7.5 Dosificador de diafragma



con las de diafragma. Utiliza un tubo flexible, los hay para aplicaciones de baja presión o manguera para aplicaciones de alta presión y es la

única parte que entra en contacto con el producto químico. La manguera o tubo flexible se utiliza de capas múltiples reforzada. Algunas bombas peristálticas pueden aceptar varios tamaños de tubo o manguera, permitiendo así una mayor gama de velocidades de alimentación. Las desventajas de este tipo de bombas son: el costo de las mangueras de repuesto (que es significativo), las limitaciones de presión de descarga, y, en algunos casos, las proporciones de ajuste en comparación con las bombas de diafragma. La durabilidad del tubo o la manguera depende de: el diámetro, los materiales de construcción y la velocidad de la bomba. En las bombas peristálticas la acción de bombeo se logra por la compresión de una manguera de elastómero con dos zapatas diametralmente opuestas. El movimiento de rotación de las zapatas desplaza el fluido por la manguera moviéndolo delante de cada zapata. Cuando cada zapata llega al final de la manguera-

Ilustración 7.6 Esquema de funcionamiento de la bomba peristáltica



ra, el tubo reforzado regresa a su forma original, garantizando así la succión y el cebado.

El criterio para seleccionar un dosificador se basa en su precisión, durabilidad, capacidad, resistencia a la corrosión y posibilidad de trabajar a presión. Casi todos los fabricantes cuentan con presentaciones especiales para manejar líquidos corrosivos, viscosos y suspensiones espesas.

7.2.3 DOSIFICACIÓN DE GAS (CLORO)

Existen dos formas de aplicar el cloro: como elemento gaseoso o líquido. El primero se restringe a instalaciones que cuenten con medidas de seguridad para el manejo del gas, ya que este se aplica a presión utilizando inyector de vacío. El líquido (hipoclorito) se aplica mediante bombas dosificadoras, su empleo requiere de la existencia de cámaras de mezclado.

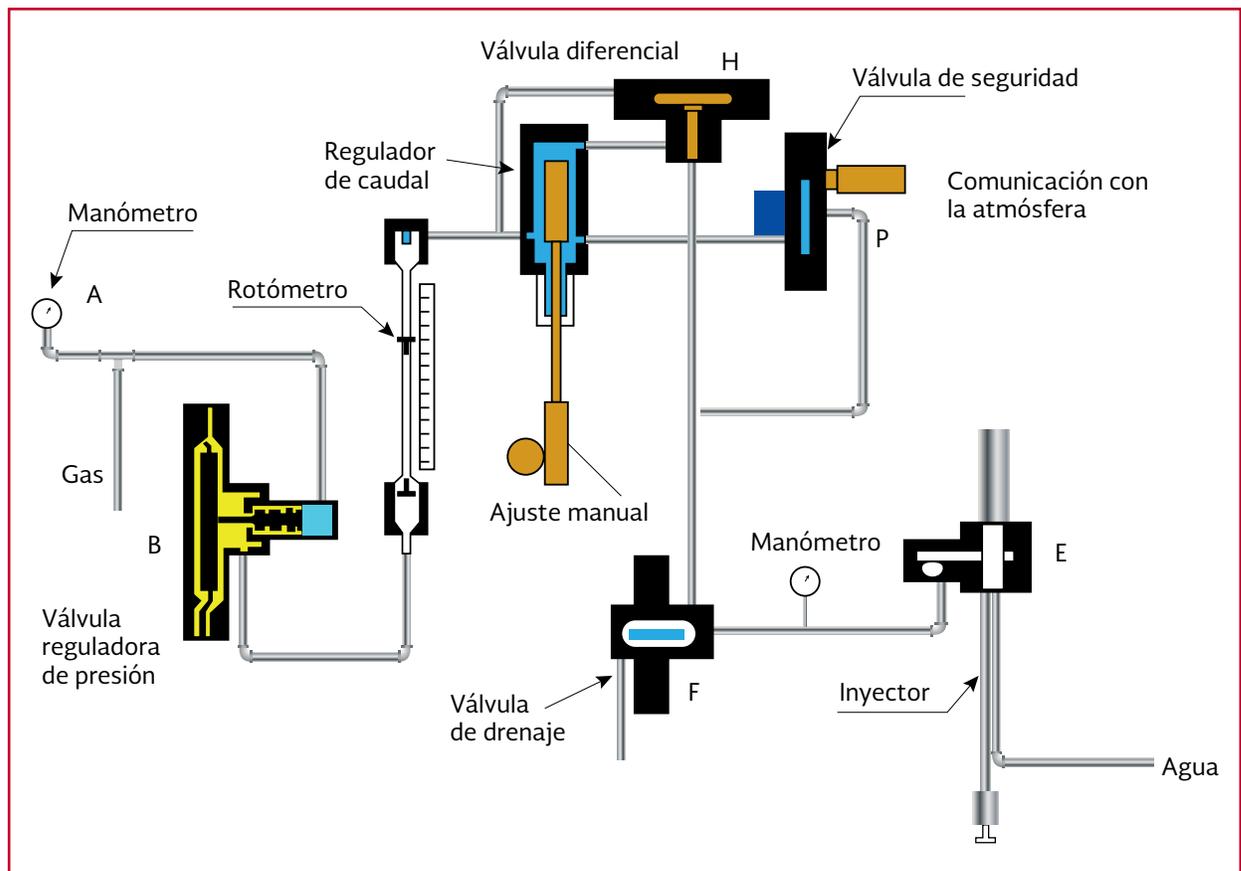
Comparando dos tipos de mezcladores, uno rápido y el otro de difusión convencional, se encontró que el cloro, en cualquier presentación, es activo durante los primeros 30 segundos de mezclado, por lo que conviene un mezclado rápido. La eliminación de coliformes se efectúa con 15 minutos de contacto como mínimo. El olor característico del cloro es un primer nivel para llamar la atención sobre posibles fugas; puesto que el cloro es muy reactivo con el amoníaco, se emplea este compuesto para detectar fugas, pues juntos forman un vapor blanco y denso. Una unidad básica para dosificar cloro consiste en un orificio insertado en la línea de alimentación para controlar la tasa del flujo al cilindro. Su operación es similar a la de una llave de agua con suministro a presión constante. La cantidad de agua descargada se regula al abrir la llave y, si se mantiene una presión

constante de agua, el flujo permanece estable (Ilustración 7.7). Consiste en una conexión acanalada que entra a un anillo fijo. La tasa de alimentación se ajusta mediante la variación de la apertura en V. Puesto que la presión en el cilindro varía en función de la temperatura, la descarga a través de la válvula no es constante y requiere ajustes periódicos. Además, también puede haber variaciones por la presión en el punto de descarga. Para contrarrestar esto, se coloca una válvula reguladora de presión entre el cilindro y el orificio, con una válvula compensadora de vacío del lado de la descarga. La válvula aliviadora de presión se mantiene cerrada por vacío. Si se pierde este, se abre la válvula y el cloro es venteadado. El rotámetro, los medidores de presión y el ajustador de flujo se localizan en un panel frontal en la consola de cloración. La alimentación directa de cloro gas a una tubería o canal tiene limitaciones, una de ellas es la seguridad. Por ello se emplean inyector de vacío que suministran una solución rica en cloro a una tasa específica. El agua fluye a través de un eyector que crea un vacío y jala el gas desde el dosificador y lo mezcla con el flujo. Esta solución es relativamente estable y puede ser transportada en forma relativamente segura a varios puntos de la planta donde es introducida en canales abiertos, tuberías cerradas y en descargas de bombas.

7.2.3.1 Control de dosificadores de cloro

Los dosificadores de cloro pueden ser controlados en forma manual o automática, basándose en el flujo, en el contenido de cloro residual o ambos. Un ajuste manual implica una tasa de dosificación constante y se usa en casos donde, tanto el flujo como la demanda de cloro, son relativamente estables y se dispone de personal.

Ilustración 7.7 Diagrama de flujo de un clorador típico (Hammer, 2001)



Un control automático sirve para suministrar cloro a una dosis preestablecida para cualquier flujo. Esto se logra midiendo el flujo principal y utilizando una señal que guía el dosificador.

7.3 MEDIDORES DE FLUJO

La medición del flujo en la potabilización del agua facilita la operación y el control de la planta. Conocer las variaciones de flujo promedio permite determinar la cantidad de reactivos a emplear. Para ello se debe prever la adquisición de equipos como instrumentación adecuada, perfectamente accesible, protegidos contra la corrosión y de fácil manejo, acompañados de sistemas de accionamiento sin errores.

Los medidores de flujo se localizan en función de los requerimientos de medición. Los sitios donde se ubiquen pueden ser: adentro de un interceptor, antes de la planta, en el cauce de las rejillas, desarenador o sedimentador primario, en la estación de bombeo, o antes de la descarga final del efluente.

7.3.1 MÉTODOS E INSTRUMENTOS PARA LA MEDICIÓN DE FLUJO

Existe una gran variedad de métodos e instrumentos para la medición del flujo que pueden utilizarse en el tratamiento del agua (Tabla 7.4). En la medición del flujo del agua es preferible un sistema en el cual la rapidez de descarga se

Tabla 7.3 Métodos y equipos para la medición de flujos

	Canales abiertos	Magnéticos	Ultrasónicos	Elementos rotatorios	De área variable	Plato de orificio	Venturi	Coriolis
Aplicaciones típicas	Agua	Agua, lodos químicos o soluciones	Líquidos, lodos y gas	Líquidos, gas, vapor	Agua, cloro gas, soluciones químicas	agua con alta presión	Agua, soluciones químicas o gas	Soluciones químicas o gases con requerimientos de muy alta precisión
Flujos típicos	Procesos principales	Procesos principales o flujos pequeños	Procesos principales o flujos pequeños	Procesos principales	Flujos pequeños	Procesos principales o flujos pequeños	Procesos principales	Flujos pequeños
Rango	Cualquiera que se desee	0.98 L/min - 4 920 500 L/min	> 16.6 L/min	Cualquiera que se desee	0.98 L/min - 15 329 L/min (líquidos) o 21 ft ³ /s (gases)	Cualquiera que se desee		0.9 kg/h - 825 t/h
Precisión	2 - 5 %	±0.5 % - ± 1% dependiente de la velocidad	±1%	±0.25 % (turbina), ± 1% de impulsor	±1% - ± 3%	±0.5 % - ±2%	±1% - ± 2%	±0.05 % - ± 0.15%
Influencia de la densidad sobre el cálculo de la masa	Lineal	Lineal	Lineal	Lineal	Raíz cuadrada	Raíz cuadrada	Ninguno	Ninguno
Pérdida de presión	Baja (velocidad de área) a alta (vertedero)	Baja*	Baja*	Media	Media	Alta	Media	Media a alta dependiendo de la viscosidad
Interferencia de partículas	Baja	Baja	Alta	Baja	Alta	Media	Baja	Baja
Requiere longitudes de tubería rectos	Medios	Medio	Largos**	Largos	Ninguno	Medio	Corto	Ninguno
Relación de reducción	75:1 - 500:1	20:1	25:01	10:1	10:1	10:1	10:1	20:1
Costo	Depende del elemento primario. Bajo para flujos grandes	Medio	Alto	Bajo (impulsor) alto (turbina)	Bajo	Bajo	Medio	Alto

*Si se utiliza el diámetro, la tubería completa

**La longitud de la tubería puede reducirse en gran medida si pares de transductores se usan con el fin de determinar mejor el perfil de velocidad a través del medidor de flujo en condiciones menos uniformes

Tabla 7.4 Tipos de medidores de flujo disponibles para medir los flujos de agua

Medidores de flujo	Principios de la medición
1. Para líneas de presión	
a. Venturi	Se mide la presión diferencial
b. Nozzlea	Se mide la presión diferencial
c. De orificioa	Se mide la presión diferencial
d. Tubo Pitot	Se mide la presión diferencial
e. Electromagnética	Se induce un campo magnético y se mide el voltaje
f. Rotámetro	Se mide la distancia recorrida del flotador en el tubo
g. De turbina	Se mide la velocidad generada por elementos rotatorios (turbina, aspas, discos)
h. Acústico	Se utilizan ondas de sonido para medir la velocidad y nivel del líquido
i. De ángulo	La velocidad se mide a lo largo de la curva formada por el ángulo
2. Para canales abiertos	
Miden	
a. Canales (Parshall, Palmer-Bowlus) ^a	La profundidad crítica en el canal
b. Vertedorea	La pérdida de carga en el vertedor
c. De corriente	Usa los elementos rotatorios para medir la velocidad
d. Tubo Pitot	Mide la diferencia de presión
e. De profundidad	Usa el flotador para obtener la profundidad del fluido
f. Acústico	Utiliza ondas de sonido para medir la velocidad y la profundidad

a. Medidores de flujo comúnmente usados en la potabilización del agua y tratamiento de agua residual

relacione con una variable de medición sencilla; por ejemplo, leyendo directamente en curvas patrón.

La Tabla 7.4 provee una lista de los principales métodos y aparatos utilizados en la medición. En general, existen cuatro tipos de estructuras para la medición de flujos, cada una de ellas con una función particular:

- Estructura de medición de descarga
- Estructura de regulación de descarga
- Divisor de flujo
- Totalizador de flujo

Para sistemas de flujo en superficie libre, se utilizan comúnmente los canales y vertedores. Los primeros pueden manejar aguas con un alto contenido de sólidos y generan pequeñas pérdidas de presión, mientras que los vertedores son muy baratos pero requieren mantenimiento constante y producen grandes pérdidas de presión.

Para el diseño y selección de los medidores de flujo se deben tener presentes los siguientes puntos:

- Las características del fluido para el cual se va a hacer la medición (sólidos suspendidos, densidad, temperatura, presión, etc.)
- Intervalo de flujo esperado (máximo y mínimo)
- Precisión deseada (error permitido)
- Localización del medidor y el sistema de tubería (de fuerza central, canales o unidades de tratamiento)
- Condiciones ambientales (corrosivo, caliente, frío, húmedo, seco, etc.)
- Límite en la pérdida de carga
- Material requerido (sensores de nivel y presión, transmisores y registradores)
- Restricciones en los espacios y el tamaño del medidor
- Compatibilidad con otros medidores
- Fabricación y catálogo

7.3.2 VERTEDORES

Los vertedores son ampliamente utilizados para medir los caudales circulantes en los canales. Son estructuras en las que se tienen descargas a superficie libre, las cuales se efectúan por encima de un muro o una placa. Los vertedores pueden presentar diferentes formas, según las finalidades a las que se destine. Cuando la descarga se efectúa sobre una placa con perfil de cualquier forma, pero con arista aguda, el vertedor se denomina de pared delgada. Mientras que los de pared gruesa se tienen cuando el contacto entre la pared y la lámina vertiente es en toda la superficie. Los vertedores de pared delgada sin contracción lateral (Ilustración 7.8a) son recomendables siempre que se respeten además de los límites de aplicación de las fórmulas, las siguientes condiciones:

- El canal que recibe el vertedor debe tener las paredes verticales y lisas, y la longitud del labio del vertedor debe ser igual al ancho del cauce
- El plano del vertedor debe ser normal al flujo y la cara aguas arriba, perfectamente vertical, plana y lisa
- La cresta del vertedor debe ser horizontal, con un espesor no mayor de 2 mm en bisel y la altura desde el fondo del canal (p) de $0.30 \text{ m} \leq p \leq 2 \text{ h}$
- El vertedor deberá instalarse al centro de un canal recto que tenga longitud mínima de diez veces la longitud de cresta del vertedor y un área de, por lo menos, $8 b_c h$

Si el vertedor tiene contracciones (Ilustración 7.8 b), la distancia entre los extremos del ver-

tedor y el costado del canal no debe ser menor a 0.30 m. Quitar. Si el vertedor no tiene contracciones debe hacerse una ventilación eficiente de la superficie inferior de la lámina vertiente. La ecuación para un vertedor rectangular sin contracciones es:

$$Q = 1.84 b_c h_1^{1.5} \quad \text{Ecuación 7.1}$$

En tanto la ecuación para un vertedor con contracciones es:

$$Q = 1.84(b_c - 0.2h_1)h_1^{1.5} \quad \text{Ecuación 7.2}$$

donde:

- Q = caudal en L/s
- B_c = longitud de la cresta en cm
- h_1 = carga hidráulica sobre la cresta del vertedor en cm

El medidor Parshall (Ilustración 7.9) fue ideado teniendo como objetivo principal la irrigación: los de tamaños menores, para regular la descarga de agua distribuida a las propiedades agrícolas y los mayores, para ser aplicados a los grandes canales de riego. Pero dadas las ventajas del medidor, las aplicaciones actuales son innumerables habiéndose generalizado su empleo, por ejemplo:

- Control de la velocidad, en los desarenadores de las estaciones de potabilización de aguas
- Funciones de medidor, junto con las de un dispositivo de mezcla rápida
- Dispersión de coagulantes en tratamiento de agua
- Medición de caudal, tan necesaria en servicios de abastecimiento de agua, en

Ilustración 7.8 Secciones de un vertedor rectangular a) sin contracción lateral b) con contracción lateral (canales Parshall)

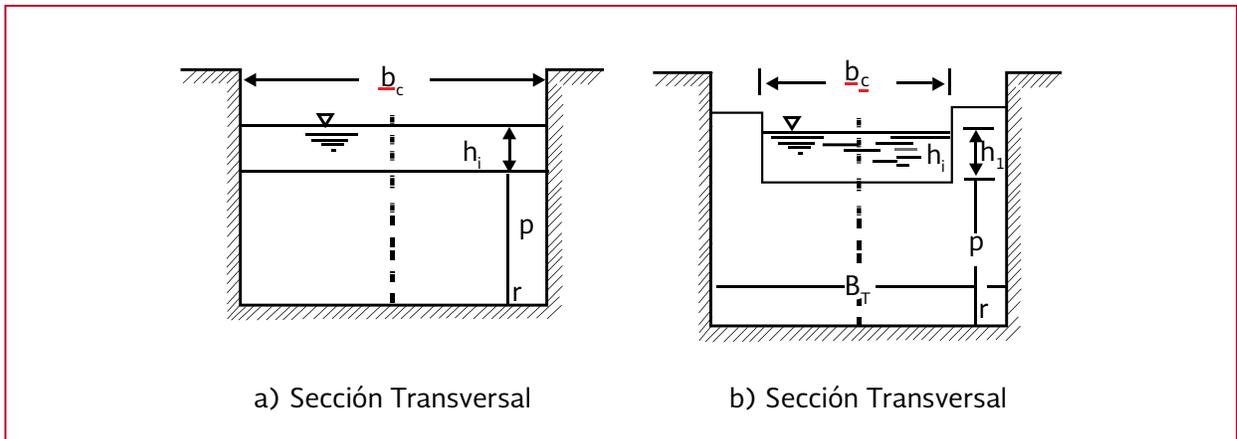
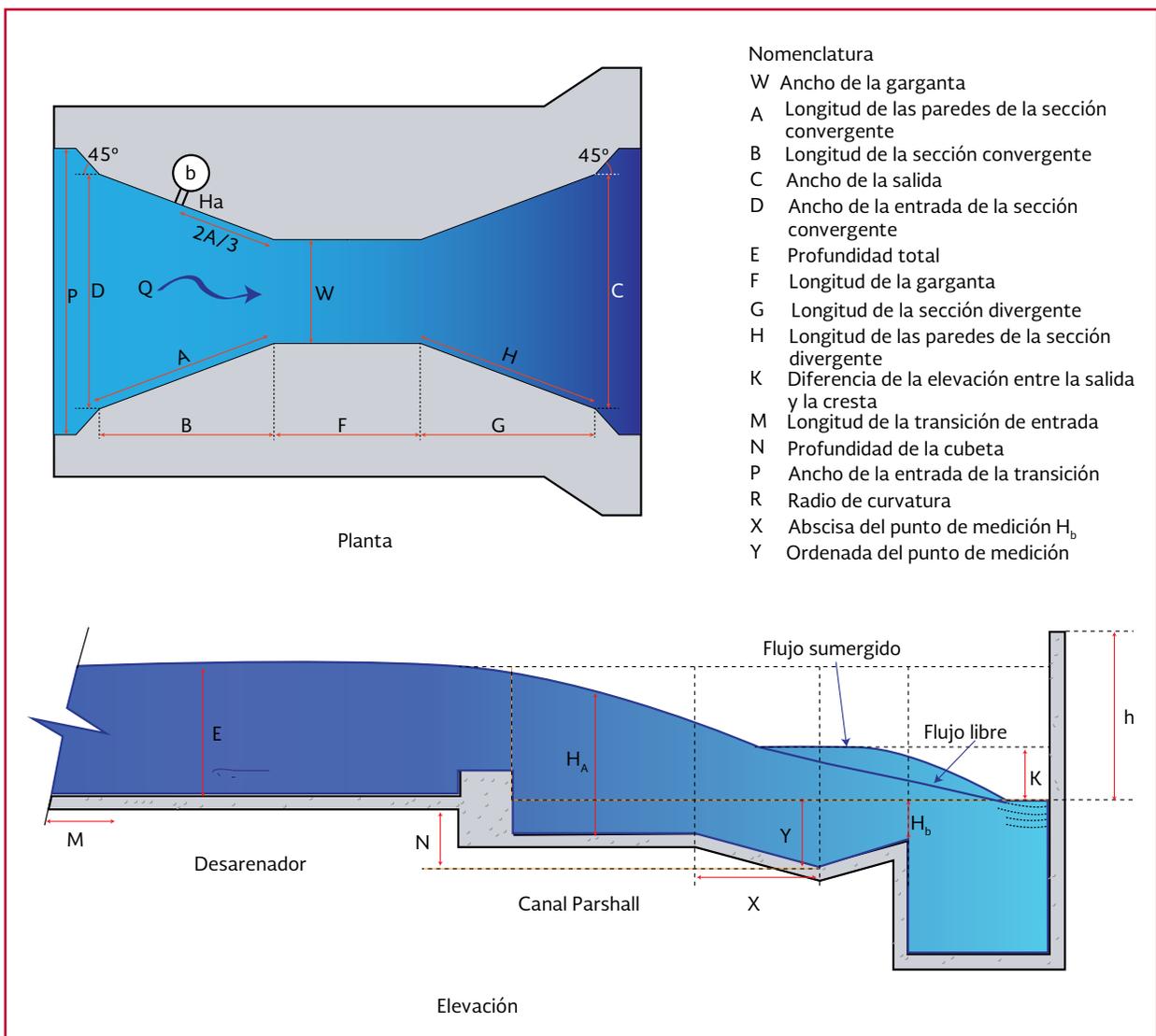


Ilustración 7.9 Canal Parshall, planta y perfil



canales principales, estaciones de tratamiento, entradas en depósitos, etcétera

Las ventajas de los medidores Parshall pueden resumirse en:

- Bajo costo de ejecución
- No hay sobreelevación del fondo
- No hay peligro de formación de depósitos debido a materias en suspensión, siendo por ello de gran utilidad en el caso de alcantarillas o de aguas que llevan sólidos en suspensión
- Puede funcionar como un dispositivo en que una sola medición del tirante en la sección de medición (H_a) sea suficiente
- Gran habilidad para soportar sumergencias elevadas, sin alteración de caudal
- Hay medidores Parshall de los más variados tamaños hidráulicamente probados, lo que permite su empleo en condiciones semejantes, sin necesidad de muchos ensayos o aforos
- Pueden emplearse diversos materiales, seleccionándose el más conveniente para las condiciones locales (concreto, mampostería, madera, metal, asbesto-cemento)

Condiciones de descarga

El flujo a través de un medidor Parshall se puede verificar en dos condiciones diferentes, que corresponden a dos regímenes distintos:

- Flujo o descarga libre
- Ahogamiento o sumersión

En el primer caso, la descarga se hace libremente

como en los vertedores, en que la vena vertiente es independiente de las condiciones de aguas abajo. El segundo caso ocurre cuando el nivel de aguas abajo es suficientemente elevado como para influir y retardar el flujo a través del medidor. Es el régimen comúnmente señalado como: descarga sumergida de características diferentes de aquellas que se emplean para los vertedores. Para este segundo caso sería adecuada la utilización de un canal Venturi.

El ahogamiento es causado por condiciones de aguas abajo, por obstáculos existentes, falta de declive o niveles obligados en tramos o unidades subsecuentes. mientras que en el caso de flujo libre es suficiente medir la carga o tirante en la sección de medición (H_a) para determinarse el caudal. Si el medidor es ahogado, será necesario medirse también una segunda carga o tirante en un punto próximo a la sección final de la garganta o antes del salto (H_b).

La relación H_b/H_a constituye la razón de sumersión o la sumergencia. Si el valor de H_b/H_a es igual o inferior a 0.60 (60 por ciento) para los Parshall de 3.6 o 9 pulgadas (76.2, 152.4 o 228.6 mm), o igual o inferior a 0.70 (70 por ciento) para los medidores de 1 a 8 pies (305 a 2440 mm), la descarga será libre. Si estos límites se exceden habrá ahogamiento y el gasto será reducido, siendo necesario medir las dos alturas para calcular el caudal. La descarga real será inferior a la obtenida por la fórmula, siendo indispensable aplicar una corrección negativa. Cuando el Parshall es seguido de un canal o de una unidad de tratamiento en que se conoce el nivel del agua, la verificación del régimen de flujo en el medidor es inmediata, basta calcular la sumergencia (razón H_b/H_a). En la práctica, siempre que sea posible, se tratará de tener la descarga libre, por el hecho de quedar res-

tringido a una medición de carga única. A veces esa condición no puede ser conseguida o establecida debido a circunstancias locales o a limitaciones impuestas. De cualquier manera, si la sumergencia excede el límite práctico de 95 por ciento, no se puede contar con la precisión deseable.

Con la descarga libre, la única medida de carga H necesaria y suficiente para conocer el caudal se hace en la sección convergente, en un punto

localizado a $2/3$ de la dimensión B (o $2/3$ de A). En esta posición se puede medir el tirante del agua con una regla o se instala junto a la pared una escala para las lecturas.

Se puede también colocar un tubo de 1 a 2 pulgadas (25.4 a 50.8 mm), comunicando el nivel del agua a un pozo lateral de medición. Los pozos laterales de medición generalmente son de sección circular con diámetro igual a $W + 0.15$ metros.



8

PROCESOS PARA EL MANEJO Y DISPOSICIÓN DE SUBPRODUCTOS DE POTABILIZACIÓN

En cualquier sistema de potabilización se obtienen subproductos sólidos, líquidos o gaseosos del proceso que, al no tener un valor comercial, deben ser dispuestos como residuos conforme a la normatividad vigente según sus características o composición. Cuando se diseña una planta potabilizadora es esencial considerar que las unidades de tratamiento preparen estos subproductos para facilitar su manejo, transporte o disposición. En este manual solo se abordará el manejo de los residuos líquidos: lodos y disoluciones.

8.1 TIPOS Y CARACTERÍSTICAS DE SUBPRODUCTOS DE LA POTABILIZACIÓN

Los subproductos de los procesos de potabilización pueden clasificarse de forma general en lodos, soluciones provenientes de los procesos de regeneración de resinas y adsorbentes y soluciones acuosas concentradas en sólidos disueltos (rechazo) de los procesos de filtración por membranas de poro cerrado. Estos desechos varían mucho en cuanto a su composición, contienen tanto lo que se remueve del

agua como los reactivos que se añaden para lograr la potabilización.

8.1.1 LODOS

De manera general, se entiende como lodo aquellos sólidos acumulados que se separan de un líquido, en este caso, del agua durante el proceso de tratamiento. Las características del lodo dependen del origen del agua cruda, así como de los sistemas de tratamiento aplicados. Los lodos se caracterizan por conformarse de una gran cantidad de agua, entre 95 y 99 por ciento.

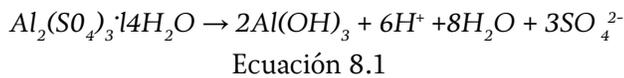
8.1.1.1 Lodos producidos durante la coagulación-floculación

Una gran cantidad de sustancias coagulantes utilizadas durante el proceso de coagulación, así como las impurezas que remueven, se depositan en el fondo de los tanques de sedimentación en forma de lodos, a los cuales se les denomina lodos de sulfato de aluminio, de fierro o poliméricos, según el coagulante primario que se utilice. Por tanto, los lodos producidos en las plantas potabilizadoras cuyo objetivo es la clarificación del agua son los siguientes:

Lodos de aluminio

Están compuestos principalmente por agua (más de 90 por ciento), hidróxido de aluminio, partículas inorgánicas (arcilla o arena), coloides, residuos de reactivos químicos añadidos durante el proceso de tratamiento, plancton y otra materia orgánica e inorgánica removida del agua (Sandoval *et al.*, 1998).

La reacción de precipitación es la siguiente (Tchobanoglous *et al.*, 2012):



La cantidad de lodo producido en una planta de coagulación con sulfato de aluminio para la remoción de sólidos suspendidos está dada por la siguiente ecuación (AWWA, 2014):

$$S = 86.4 Q (0.44 Al + DOC_r + SS + A)$$

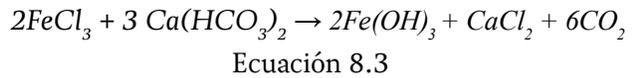
Ecuación 8.2

donde:

- S = lodo producido, kg/d, base seca
- Q = gasto, m³/s
- Al = dosis de sulfato de aluminio como Al₂O₃ a 17.1 por ciento, mg/L
- DOC_r = carbón orgánico disuelto removido, mg/L
- SS = sólidos suspendidos del agua cruda, mg/L
- A = productos químicos adicionados tales como polímero, arcilla o carbón activado, mg/L

Lodos de hierro

Este tipo de lodos son menos hidratados, por lo tanto tienden a compactarse con mayor facilidad que los de sulfato de aluminio. Cuando se utiliza cloruro férrico (coagulante principal de las sales de hierro) se produce la siguiente reacción de precipitación:



El catión Fe⁺³ puede ser aplicado como cloruro férrico o sulfato férrico. La ecuación de generación de lodos es la siguiente (AWWA, 2014):

$$S = 86.4Q (2.9 Fe + DOC_r + SS + A)$$

Ecuación 8.4

donde:

- Q = gasto, m³/s
- Fe = dosis de ion férrico, mg/L
- DOC_r = carbón orgánico disuelto removido, mg/L
- SS = sólidos suspendidos del agua cruda, mg/L
- A = productos químicos adicionales agregados, tales como polímero, arcilla o carbón activado, mg/L

Análisis del balance de masa de coagulante

Este método se basa en la conservación de la masa de coagulante, esto es, lo que se añade en el proceso de coagulación aparecerá en el lodo, en el agua de retrolavado o en el agua tratada. El primer paso es el análisis del metal (alumi-

nio o hierro) en el coagulante empleado. Como una aproximación se puede suponer que el sulfato de aluminio tiene una concentración de 9.1 por ciento de aluminio. Como los coagulantes a base de hierro varían mucho, la concentración de hierro se debe obtener del fabricante. En este método se colecta un número de muestras de lodo, agua de retrolavado y agua tratada y se les determina la concentración del metal (aluminio o hierro). El pH de las muestras se baja a 1 y se mantiene durante 10 a 15 minutos. La muestra se filtra y se determina la concentración del metal. Este método tiende a solubilizar el hidróxido de aluminio pero no solubiliza el aluminio presente en las arcillas. A una segunda muestra de lodo sin acidificar se le determinan los sólidos suspendidos. La cantidad de lodo se calcula haciendo un balance de masa del metal del coagulante.

$$C_{mac} V_{ac} + C_{mc} V_c = C_{ml} V_l + C_{mrl} V_{rl} + C_{mat} V_{at}$$

Ecuación 8.5

- C_{mac} = concentración de metal en el agua cruda, mg/L
- V_{ac} = volumen de agua cruda, m³/d
- C_{mc} = concentración de metal en el coagulante, mg/L
- V_c = volumen de coagulante, m³/d
- C_{ml} = concentración de metal en el lodo, mg/L
- V_l = volumen de lodo, m³/d
- C_{mrl} = concentración de metal en el agua de retrolavado, mg/L
- V_{rl} = volumen de agua de retrolavado, m³/d
- C_{mat} = concentración de metal en el agua tratada, mg/L
- V_{at} = volumen de agua tratada, m³/d

Aplicando la ecuación arriba mencionada, se obtiene el volumen del lodo generado. Por otro lado, la masa de lodo se determina mediante la medición de los sólidos suspendidos en el lodo.

8.1.1.2 Lodos producidos en el lavado de filtros

El agua de retrolavado representa típicamente de 2 a 5 por ciento del agua total procesada (Tchobanoglous et al., 2012). La cantidad de sólidos que se generan en el agua de retrolavado de los filtros de arena depende de la carga de sólidos en el agua que se alimenta al filtro. La Tabla 8.1 muestra las características típicas del agua que se genera en el retrolavado de un filtro de una planta convencional.

Tabla 8.1 Características físicas y químicas del agua de retrolavado de un filtro granular

Características físicas	
Características	Cantidad
Volumen con respecto al agua tratada (%)	2-5
Densidad (g/mL)	1.0 -1.025
Concentración de sólidos (mg/L)	100- 1 000
Viscosidad a 20 °C (N s/m ²)	1-1.2 x 10 ⁻³
Velocidad de sedimentación (m/h)	0.06 – 0.15
Características químicas	
Características	Cantidad
DBO (mg/L)	2- 10
DQO (mg/L)	20 - 200
pH	7.2 - 7.8
Sólidos de alúmina o Fe (%)	20 - 50
Silicatos y materiales inertes (%)	30 - 40

Fuente: Tchobanoglous et al., 2012

El volumen de agua de retrolavado se puede calcular de la siguiente manera:

$$V_{rl} = NA(T_{rl} t_{rl} + T_{ls} t_{ls}) (24/Cf) \quad \text{Ecuación 8.6}$$

donde:

- V_{rl} = volumen de retrolavado, m³/d
- N = número de filtros
- A = área del filtro, m²
- T_{rl} = tasa de retrolavado, m/min
- t_{rl} = tiempo de retrolavado, min
- T_{ls} = tasa de lavado superficial, m/min
- t_{ls} = tiempo de lavado superficial, min
- Cf = carrera del filtro, h

La producción de agua de la planta está dada por:

$$P = NAT_f \quad \text{Ecuación 8.7}$$

donde:

- P = producción de agua de la planta, m³/d
- N = número de filtros
- A = área del filtro, m²
- T_f = tasa de filtración, m/d

8.1.1.3 Lodos producidos en procesos de ablandamiento

En algunas plantas de ablandamiento cuyo objetivo es disminuir los niveles de dureza del agua, los residuos se originan por la precipitación de las sales insolubles de calcio y magnesio, mediante la adición de hidróxido de calcio y bicarbonato de sodio. Estos residuos también pueden contener coagulantes como el hidróxido de aluminio o hierro que se añaden para mejorar la sedimentación de las partículas (IMTA, 2004). Los lodos provendrán del tanque reactor y del sedimentador y se caracterizan por ser lodos estables e inertes (Romero, 2000). La producción de lodos se puede calcular utilizando la siguiente ecuación:

$$S = 86.4Q(F_{Ca} Ca + F_{Mg} Mg + 0.44 Al + 2.9 Fe + SS + A) \quad \text{Ecuación 8.8}$$

donde:

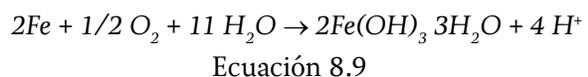
- S = producción de lodo, kg/d
- Q = gasto, m³/s
- Ca = dureza de calcio como CaCO₃ removida, mg/L
- Mg = dureza de magnesio como CaCO₃ removida, mg/L
- Fe = dosis de hierro como Fe, mg/L
- Al = dosis de sulfato de aluminio con un contenido de 17.1 por ciento de Al₂O₃, mg/L
- SS = sólidos suspendidos del agua cruda, mg/L
- A = otros productos añadidos, mg/L

Tabla 8.2 Valores de los factores F_{Ca} y F_{Mg}

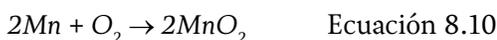
Producto químico	Dureza carbonatada		Dureza no carbonatada	
	F_{Ca}	F_{Mg}	F_{Ca}	F_{Mg}
Cal y carbonato	2.0	2.6	1.0	1.6
Hidróxido de sodio	1.0	0.6	1.0	0.6

8.1.1.4 Lodos producidos en los procesos de remoción de hierro y manganeso

En plantas de remoción de hierro y manganeso, los lodos están constituidos principalmente por los precipitados de hidróxido férrico y de óxidos de manganeso, el volumen de estos sólidos es menor que el que se obtiene de plantas convencionales de coagulación. El peso seco del lodo producido está en función directa de las cantidades de hierro y de manganeso removidas:



Cada mg/L de Fe removido produce 2.9 mg de sólidos. De igual manera que en el caso del hierro, el peso seco del lodo producido en la oxidación de manganeso se puede calcular a partir de:



Cada mg/L de Mn removido produce 1.58 mg de sólidos. La ecuación para el cálculo de la producción de lodos es:

$$S = 86.4Q (2.9 Fe + 1.58 Mn + SS + A)$$

Ecuación 8.11

donde:

- S = lodo producido, kg/d
- Q = gasto, m³/s
- Fe = concentración de Fe removido, mg/L
- Mn = concentración de Mn removido, mg/L
- SS = sólidos suspendidos del agua cruda, mg/L
- A = productos químicos adicionales agregados tales como polímeros, mg/L

8.1.2 SOLUCIONES PROVENIENTES DE LA REGENERACIÓN DE RESINAS DE INTERCAMBIO Y ADSORBENTES

8.1.2.1 Soluciones generadas en el intercambio iónico

En el intercambio iónico, la salmuera de NaCl, calcio y magnesio (residuos más comunes) proveniente de la regeneración de las resinas de ablandamiento, puede representar entre 3 y 10 por ciento del agua tratada (Romero, 2000). El intercambio iónico tiene altas concentraciones de sólidos disueltos totales y bajos contenidos de sólidos suspendidos. Las concentraciones dependen de la dureza del agua, la tasa de regeneración, el tipo de enjuague y la capacidad de las resinas. Las resinas de intercambio catiónicas generalmente son regeneradas con soluciones ácidas, por lo que el valor del pH requiere de una neutralización antes de ser desechado, mientras

que las resinas de intercambio aniónicas son regeneradas con soluciones básicas y requieren soluciones ácidas (AWWA, 1998). La Tabla 8.3 muestra la composición química de los residuos generados durante el intercambio iónico.

Tabla 8.3 Constituyentes de los residuos generados en el intercambio iónico

Constituyente	Concentración (mg/L)
Sólidos disueltos totales	15 000 – 30 000
Ca ²⁺	3 000 – 6 000
Mg ²⁺	1 000 – 2 000
Dureza (CaCO ₃)	11 600 – 23 000
Na ⁺	2 000 – 5 000
Cr	9 000 -22 000

Fuente = AWWA, 1998

8.1.2.2 Soluciones generada en los procesos de adsorción

Diversos materiales adsorbentes son utilizados en la potabilización del agua, tales como carbón activado, alúmina activada, óxidos o hidróxidos de titanio, zirconio y hierro. La aplicación de este proceso ha sido útil en la remoción de diversos constituyentes inorgánicos como fluoruros, arsénico, selenio, fosfatos, sílice, vanadato, así como una gran cantidad de materia orgánica (Cumbal y Sengupta, 2005). Los adsorbentes más comunes utilizados en México son el carbón activado y la alúmina activada. La cantidad de soluciones de desecho generada depende de la cantidad de adsorbente que se tiene empacado, del tipo de regeneración así como del enjuague. En la Tabla 8.4 y Tabla 8.5 se presentan las disoluciones requeridas, su concentración en peso y el volumen necesario para la regeneración de lechos de carbón de hueso y alúmina activada. El volumen se expresa como volúmenes de lecho, un volumen de lecho es igual al volumen ocupado por el adsorbente empacado en la columna incluyendo los espacios entre los granos del adsorbente (IMTA, 2012).

Tabla 8.4 Soluciones utilizadas en la regeneración de carbón de hueso

Solución aplicada	Concentración (%)	Volumen requerido (volúmenes de lecho)
Hidróxido de sodio	4	4.0
Agua	-	1.5
Ácido clorhídrico	2	1.5
Agua	-	1.5

Tabla 8.5 Soluciones utilizadas en la regeneración de alúmina activada

Solución aplicada	Concentración (%)	Volumen requerido (volúmenes de lecho)
Hidróxido de sodio	2	5.0
Agua	NA	2.0
Ácido sulfúrico	2	1.5
Agua	NA	2.0

8.1.3 SOLUCIONES CONCENTRADAS (RECHAZO) DE PROCESOS DE FILTRACIÓN POR MEMBRANAS

Comprende el rechazo de los procesos de microfiltración, ultrafiltración, nanofiltración, electrodiálisis y ósmosis inversa. Estos procesos involucran la separación de las partículas o iones del agua al pasar el flujo por membranas semipermeables. El volumen de agua de rechazo puede ser calculado mediante la siguiente ecuación (AWWA, 1998):

$$Q_r = Q_f (1 - R) \quad \text{Ecuación 8.12}$$

donde:

- Q_r = flujo de rechazo L/s
- Q_f = flujo de alimentación (agua a tratar) L/s
- R = tasa de recuperación (entre 0 y 1)

La tasa de recuperación depende de varios factores que incluyen la calidad de agua cruda, índice de ensuciamiento de membranas, presión

de operación y tipo de membranas. La Tabla 8.6 muestra algunos valores comunes de recuperación de agua en los diferentes procesos.

Tabla 8.6 Recuperaciones de agua típicas en el tratamiento con membranas

Proceso	Por ciento de recuperación
Microfiltración	90 - 95
Ultrafiltración	90 - 95
Nanofiltración	75 - 90
Electrodiálisis	70 - 90
Ósmosis inversa (agua salobre)	60 - 85
Ósmosis inversa (para agua de mar)	20 - 50

Fuente: AWWA, 1998

La ósmosis inversa y la electrodiálisis son aplicadas para remover sólidos disueltos totales y concentraciones específicas de algún ion. La concentración de los iones en el agua de rechazo puede ser estimada de la siguiente manera.

$$I_c = I_f (CF) \quad \text{Ecuación 8.13}$$

donde:

- I_c = concentración del ion en el agua de rechazo
- I_f = concentración del ion en el agua de alimentación
- CF = factor de concentración $1/(1-R)r$
- r = fracción rechazada del ion

Si el ion de interés es removido en su totalidad, el valor de r es 1.0, por lo tanto se elimina de la ecuación CF .

8.2 MANEJO DE SUBPRODUCTOS DE POTABILIZACIÓN

Desde un punto de vista técnico, el objetivo del manejo de residuos es usualmente minimizar, mediante recuperación de materiales que pueden ser reciclados o reducción del contenido de

agua, las cantidades de residuo al que debe darse disposición final. En la mayoría de los casos, el transporte y disposición final son los componentes que más impactan al costo total del manejo de residuos, por lo que la opción más económica es reducir la cantidad de material para disposición final. Adicionalmente, el manejo de residuos reduce el impacto ambiental y hace posible cumplir con los requerimientos de disposición que se establece en la normatividad (Crittenden *et al*, 2012).

8.2.1 MANEJO DE LODOS

Un sistema de manejo de residuos puede estar conformado por una o más etapas de tratamiento, por ejemplo: espesamiento por gravedad, acondicionamiento químico, desaguado, así como el reuso o recuperación de materiales.

8.2.1.1 Espesamiento por gravedad

Tanques espesadores

El espesamiento consiste en la remoción de exceso de agua de los lodos mediante la decantación y concentración de los lodos por sedimentación. El agua decantada se envía nuevamente al proceso de potabilización y los lodos espesados a disposición o a otros procesos de secado. El espe-

samiento de los lodos se puede lograr en tanques equipados para ese propósito o en lagunas.

El diseño más común de espesador por gravedad es un tanque circular con una profundidad de pared mojada de 3 a 5 metros y diámetro hasta de 25 m y está equipado con mecanismos para facilitar el desaguado y la remoción de los lodos. La pendiente del piso de estos tanques normalmente es de 2:12 a 3:12, esto es, es más pronunciada que la de los tanques normales de sedimentación. Esta mayor pendiente hace más profunda la capa de lodos en la parte central del tanque, permite un tiempo mínimo de retención, maximiza la profundidad del lodo sobre el tubo de extracción y facilita la operación de las rastras, ver Ilustración 8.1.

Para el diseño de los tanques espesadores es deseable llevar a cabo pruebas de laboratorio o piloto para obtener los datos de diseño.

Cuando no se cuenta con resultados de pruebas de laboratorio, los espesadores también pueden diseñarse con base en los resultados de otras plantas. Los valores de los parámetros de diseño más usados para espesadores de lodos de hidróxidos de hierro y aluminio se muestran en la Tabla 8.7 y para lodos obtenidos en el proceso de ablandamiento en la Tabla 8.8.

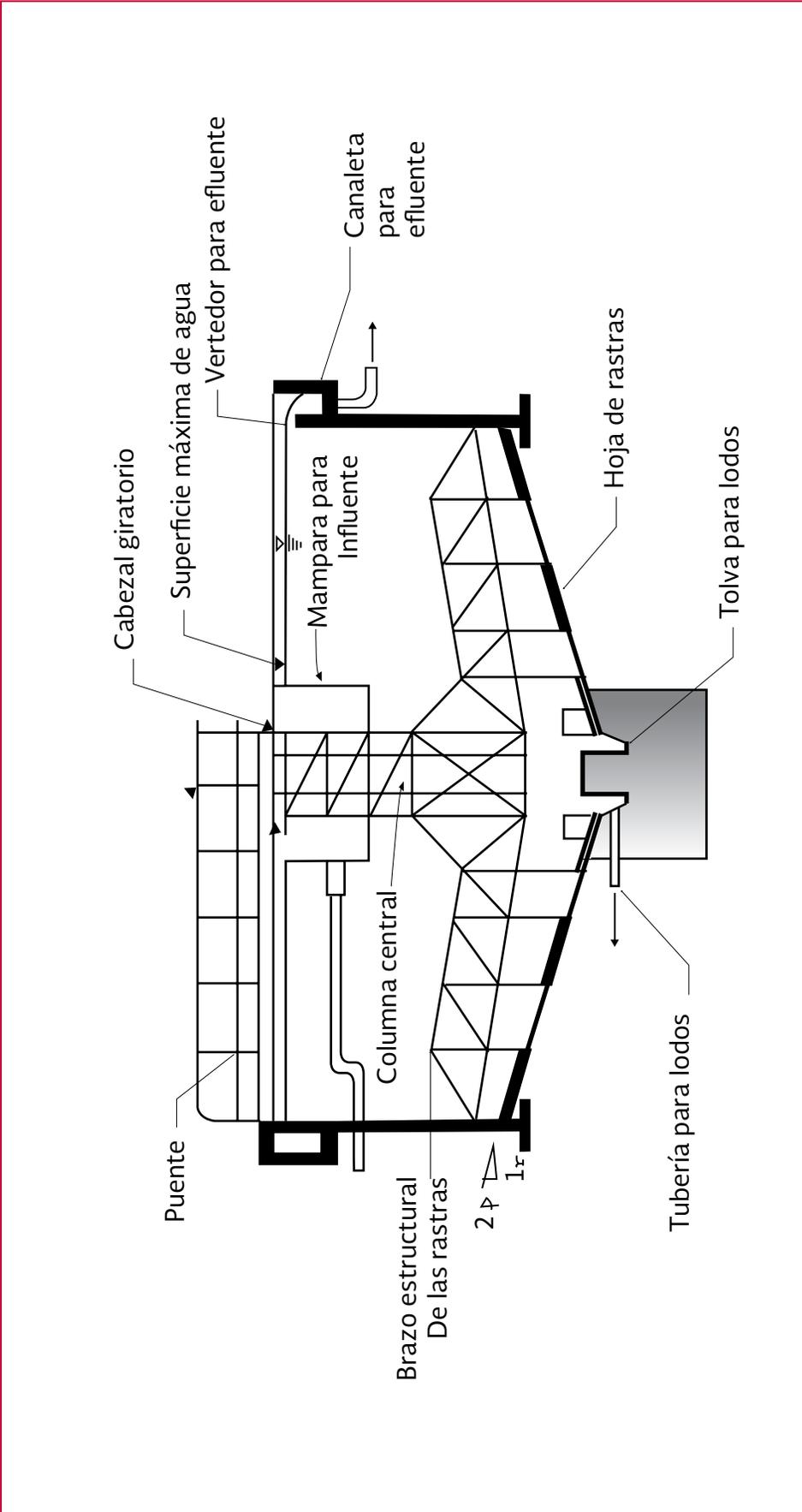
Tabla 8.7 Lodos de hidróxido (aluminio y fierro)

Parámetro	Rango	Unidad
Carga superficial	4 a 8	m/d
Carga de sólidos	15 a 25	kg/(m ² d)
Dosis de polímero	0.5 a 2	mg/L de polímero catiónico
Concentración resultante	2 a 5	%

Tabla 8.8 Lodos de ablandamiento

Parámetro	Rango	Unidad
Carga de sólidos	100 a 200	kg/(m ² d)
Concentración resultante	15 a 30	%

Ilustración 8.1 Vista transversal de un espesador por gravedad circular típico



8.2.1.2 Acondicionamiento químico

El acondicionamiento de lodos de plantas potabilizadoras aumenta la velocidad de sedimentación o aglomeración de partículas, lo que conlleva una mejor eficiencia de filtración o de secado con aire (Fair y Geyer, 2001). No existe una práctica de acondicionamiento única y ampliamente aceptada para un tipo dado de lodo, ya que un agente acondicionante que trabaja de forma eficiente en una planta puede no trabajar en otra de igual manera, y es necesario realizar pruebas de laboratorio. Las propiedades del lodo utilizadas para evaluar la efectividad de los agentes acondicionantes incluyen la resistencia específica, el coeficiente de compresibilidad, el rendimiento y el tiempo de succión capilar.

El acondicionamiento de lodos de plantas potabilizadoras es aplicable generalmente solo a lodos de hidróxido. Los lodos de clarificadores de ablandamiento con cal son más fáciles de desaguar y rara vez se usan en ellos agentes acondicionadores. Para los lodos de hidróxido los agentes acondicionadores son necesarios para asistir en los procesos de remoción de agua o para afectar la compresibilidad y minimizar el taponamiento del medio filtrante, como es el caso en la operación de los filtros prensa. Cuando el acondicionamiento se usa para la separación agua/sólidos, se utilizan los polímeros. Cuando el objetivo del acondicionamiento es prevenir el taponamiento del medio, se ha utilizado tradicionalmente la cal aunque recientemente se han usado polímeros para ese propósito.

Algunos de los tipos comunes de polímeros que se usan para el acondicionamiento de lodo se muestran en la Ilustración 8.2. Estos polímeros varían en su composición estructural, peso molecular y densidad de carga. Para la mayoría

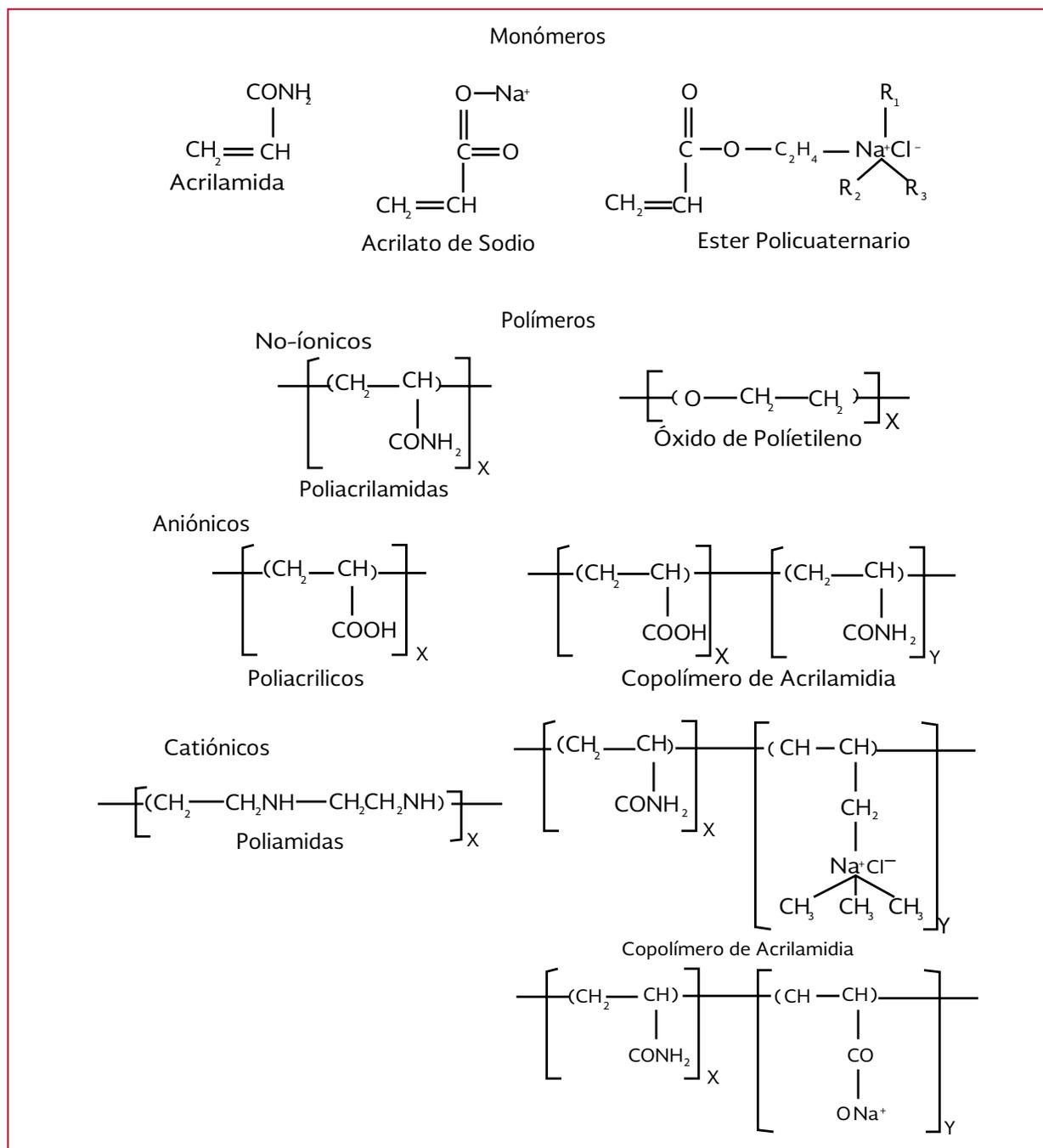
de los polímeros catiónicos, la densidad de carga es cerca de 100 por ciento y el peso molecular es generalmente menor que el de los polímeros aniónicos o no iónicos. Los polímeros aniónicos varían tanto en densidad de carga como en peso molecular. Los polímeros no iónicos no tienen densidad de carga y tienen altos pesos moleculares. Como una generalización amplia, para acondicionamiento de lodo de hidróxido se puede establecer que entre más grande sea el peso molecular del polímero, unido a una cadena larga de carbón, menor es la dosis requerida para el acondicionamiento. El peso molecular puede ser más importante que el tipo de carga o la densidad. La adición de polímero ha sido útil, y de hecho casi requerida, para el desagado de los lodos de hidróxido ya sea por medios no mecánicos, tales como lechos de secado de arena, o métodos mecánicos como las centrifugas, los filtros de banda y los filtros a presión. El mecanismo primario de trabajo del polímero es formar un puente entre las partículas, lo que hace que los polímeros formen una matriz porosa que permite que el agua se decante o drene. Se ha postulado que el polímero no altera la estructura química de las partículas mismas de hidróxido.

8.2.1.3 Desagado

El objetivo principal del desagado del lodo es el de reducir su volumen al retirar el exceso de agua y producir un material sólido más seco (EPA, 2000) que sea apropiado para su disposición final o su recuperación, lo que conlleva a tener bajos costos y un fácil manejo por la cantidad y forma producida.

Como resultado de las fuerzas intermoleculares que interactúan entre las partículas o sólidos y el agua, se tiene la siguiente clasificación (Sperling y Lemos, 2005):

Ilustración 8.2 Monómeros y polímeros típicos para el acondicionamiento de lodo



- a) Agua libre. Puede ser separada por la acción de la gravedad reduciendo 60 por ciento del volumen total
- b) Agua adsorbida en las partículas. Requiere una considerable aplicación de fuerza para separarla, ya sea con la utilización de centrifugas o mediante filtros

- c) Agua de fuerte unión al sólido. Esta fase requiere de un cambio de composición de la materia. Un método eficaz es la evaporación, con eficiencias de desagüe cercanas a cien por ciento

La manejabilidad del lodo depende de su consistencia y esta a su vez del contenido de sólidos en el lodo. En general debe ser manejable por el equipo mecánico cuando tiene la consistencia de una torta. La consistencia del lodo en función del contenido de sólidos se expresa como se muestra en la Tabla 8.9.

Tabla 8.9 Consistencia del lodo en función del contenido de sólidos

Contenido de sólidos de aluminio	Lodo de sulfato	Lodo de ablandamiento
% de sólidos		
0 a 10	Líquido	Líquido
10 a 15	Líquido viscoso	Líquido viscoso
15 a 20	Pastoso	Pastoso
20 a 25	Semisólido	Pastoso a semisólido
25 a 30	Sólido suave	Sólido suave
30 a 35	Torta desmoronable	Torta desmoronable

Métodos de desaguado

Diversos métodos de desaguado (naturales y mecánicos) se aplican para la separación agua sólidos. Se muestran en la Tabla 8.10, junto con las concentraciones de sólidos en las tortas de lodo producidas.

Tabla 8.10 Concentración de sólidos

Procedimiento	Lodo de ablandamiento	Lodo de hidróxido
	%	%
Métodos naturales		
Lechos de secado	50	20 a 25
Lagunas de espesamiento y secado	50 a 60	5 a 15
Métodos mecánicos		
Espesadores por gravedad	15 a 30	2 a 5
Centrífuga	55 a 65	10 a 15
Filtro prensa de banda		10 a 15
Filtro de vacío	45 a 65	
Filtro prensa	55 a 70	35 a 45

Métodos naturales

En este grupo se incluye el uso de lechos de secado y lagunas de espesamiento y secado. Son los más económicos y se requiere disposición de terreno en las plantas potabilizadoras para su aplicación.

Lechos de secado

En estos sistemas el agua puede ser removida por filtración sobre arenas gruesas o por evaporación, el proceso consiste de un tanque que generalmente es rectangular, construido en concreto, donde se tienen diferentes capas de medio filtrante (arena y grava), el flujo es descendente y al final de la grava se tiene el tubo de drenaje donde se recolecta el agua sin sólidos (Sperling y Lemos, 2005).

Lagunas de espesamiento y secado

Este tipo de aplicación es más utilizado en lugares donde se tienen altos niveles de evaporación. Generalmente se construyen dos lagunas para asegurar la disponibilidad en caso de limpieza o de mantenimiento. Son grandes estanques de sedimentación donde no hay salida de agua, el lodo de la planta de tratamiento es bombeado a la laguna y se deja sedimentar, cuando la laguna se llena, se saca de servicio y se deja en reposo. Periódicamente se extrae el sobrenadante hasta obtener un lodo adecuado para disponer en forma apropiada (Romero, 2006). Los parámetros más usados para su diseño se muestran en la Tabla 8.11 y Tabla 8.12.

Tabla 8.11 Lodos de hidróxido (aluminio y fierro)

Parámetro	Rango	Unidad
Carga de sólidos	40 a 80	kg/m ²
Tiempo de retención	2 a 3	meses
Concentración resultante	5	%

Tabla 8.12 Lodos de ablandamiento

Parámetro	Rango	Unidad
Carga de sólidos	40 a 80	kg/m ²
Tiempo de retención	2 a 3	meses
Concentración resultante	30	%

Métodos mecánicos

Se aplican en instalaciones donde no hay disponibilidad de terreno, donde las condiciones ambientales no son favorables para instalar métodos naturales o cuando se requiere producir altas concentraciones de sólidos (Droste, 1997).

Centrífuga

En este tipo de máquinas el flujo de lodo es alimentado en forma continua dentro de un tazón giratorio que tiene velocidades de 1 500 a 2 000 r/min. A estas velocidades los sólidos se separan por la fuerza centrífuga que incrementa la sedimentación formando una torta de lodo. El agua extraída que contiene baja concentración de sólidos es regresada a la planta. La torta de lodos, que contiene entre 70 y 80 por ciento de humedad, es descargada a una tolva o banda transportadora para su retiro y disposición. Esta unidad puede funcionar para el desagüe de lodos sin la adición de químicos o polímeros, sin embargo, la adición de estos mejora considerablemente la captura de sólidos con eficiencias superiores a 90 por ciento (Metcalf y Eddy 2003).

Filtro prensa de banda

Consiste de tres etapas: el acondicionamiento químico que permite una buena formación de lodo antes de llegar a la banda, la separación de agua por acción de la gravedad y finalmente la aplicación de presión con rodillos en los lodos. Mientras recorre el filtro banda, el agua es recogida en un compartimiento ubicado en la parte

inferior del filtro y el lodo es llevado a la parte final del filtro donde puede recogerse con facilidad (Rhyner et al., 1995).

Filtro de vacío

Requiere de un acondicionamiento químico o de algún medio que le brinde consistencia al lodo. La máxima presión de trabajo es de aproximadamente 103 kPa. El equipo consiste en un tambor horizontal rotatorio donde la superficie está cubierta de un medio filtrante que puede ser fibra sintética o alguna malla especial. El tambor está sumergido en el lodo entre 10 y 40 por ciento, el área sumergida es la zona de formación de la torta de lodo que es donde el vacío es aplicado, esto provoca un filtrado hacia el interior del tanque, dejando la torta de lodo sobre el medio filtrante. Al girar, es secada también con la aplicación de vacío. Finalmente, el lodo se descarga con un dispositivo que remueve la torta de lodos del medio filtrante (AWWA, 2011).

Filtro prensa

Estos filtros se usan para lodos difíciles de deshidratar o para llevarlos al nivel de secado deseado. Este eficaz medio consiste en una serie de placas paralelas cubiertas a ambos lados por un paño o fibra filtrante que conforman una cámara. Las placas se presionan juntas de forma hidráulica mediante un pistón a una presión de trabajo comprendida entre 690 y 1550 kPa (AWWA, 2012) para obligar a que se realice el filtrado de agua y expulsarla de la cámara donde es recogida. Después de un tiempo de prensado y cuando ya no hay más agua en la torta de lodo, se abre el filtro y se descarga el lodo acumulado. El sistema trabaja en lotes de acuerdo a la cantidad de lodos generados por la planta de tratamiento o proceso previo.

8.2.2 MANEJO DE SALMUERAS PROVENIENTES DE REGENERACIÓN DE RESINAS DE INTERCAMBIO IÓNICO, MEDIOS ADSORBENTES Y PROCESOS DE MEMBRANAS

La Tabla 8.13 muestra las diferentes alternativas para la disposición de los residuos que se generan en los procesos de intercambio iónico, adsorción y proceso de membranas (AWWA, 2011).

8.3 DISPOSICIÓN FINAL DE RESIDUOS

Las opciones a considerar para la disposición final de lodos de las plantas potabilizadoras son:

- Disposición en un relleno sanitario
- Disposición en terrenos
- Descarga a sistemas de colección de aguas residuales
- Descarga a cuerpos de agua
- Recuperación de subproductos

8.3.1 DISPOSICIÓN EN RELLENO SANITARIO

El primer aspecto a considerar para este método de disposición es el traslado de los lodos de la planta a las instalaciones del relleno sanitario. Para poder transportarse en camiones, el lodo debe tener una consistencia que permita un fácil manejo, esto se alcanza con un contenido de sólidos mayor a 20 por ciento.

Para la aceptación de los lodos de la potabilizadora en un relleno sanitario municipal de residuos sólidos, deberá demostrarse que dichos lodos no son peligrosos mediante la aplicación de la norma (NOM-CRP-001-ECOL/93, artículo 5.5). Esta regulación está ligada con la producción de lixiviados.

El requisito incluido en la norma mencionada es prácticamente el único que actualmente se exige en México para admitir un residuo en un relleno sanitario municipal; sin embargo, a medida que la operación de los rellenos mejore, se exigirán algunos requisitos adicionales que pueden ser:

Tabla 8.13 Manejo de residuos de intercambio iónico, adsorción y procesos de membranas

Tratamiento	Tipo de residuo	Método de disposición
Intercambio iónico	Líquido: solución regenerante y enjuagues	Descarga al alcantarillado previa neutralización de pH o en lagunas de evaporación
	Sólido: resina agotada	Confinamiento de residuos peligrosos. Regreso al proveedor para su posible reuso
Medios adsorbentes	Líquido: solución regenerante y enjuagues	Descarga al alcantarillado previa neutralización de pH o en lagunas de evaporación
	Sólido: resina agotada	Confinamiento de residuos peligrosos. Regreso al proveedor para su posible reuso
Procesos de membrana	Líquido: salmueras generadas durante el rechazo y lavado de las membranas	Descarga al alcantarillado, lagunas de evaporación o inyección en pozos profundos

Fuente: SAIC, 2000.

- Contenido mínimo de sólidos
- Agua libre mediante la prueba del filtro para pintura
- Relación mínima de lodo a basura
- Manejabilidad del lodo con maquinaria

En un relleno específico para lodos de la planta potabilizadora, los dos principales métodos de disposición en rellenos sanitarios son rellenos por trincheras o por área (AWWA, 2012). El relleno por trincheras se puede subdividir en trincheras angostas o anchas. El relleno por área se divide en tres diferentes tipos: por montículos, por capas o por diques. El método seleccionado se determina por el contenido de sólidos del lodo, la estabilidad del lodo, la hidrogeología del sitio (localización del manto freático y manto rocoso), pendiente del terreno y disponibilidad de terreno.

8.3.1.1 Relleno por trincheras

En estos rellenos, los lodos se depositan por debajo de nivel del suelo. La profundidad de las trincheras depende de la profundidad del manto freático y del manto rocoso. Se debe mantener una distancia mínima, con una capa de suelo que sirva de amortiguador, entre los lodos y el substrato. La profundidad de las trincheras depende también de la estabilidad de las paredes de las trincheras y de las limitaciones de los equipos. Las trincheras angostas, de menos de 3 m de ancho, se utilizan generalmente para lodos con bajas concentraciones de sólidos que no podrían soportar ningún tipo de manejo con equipo pesado, es decir, las trincheras angostas proveen un método económico para la disposición de lodos muy húmedos; sin embargo, los requerimientos de terreno y la pobre utilización del mismo, así como la cantidad de espacio entre

cada una de las trincheras, son las principales desventajas que se presentan en este método.

Las trincheras anchas, hasta de 15 m de ancho, se usan para lodos con concentraciones de sólidos lo suficientemente altas como para soportar el manejo con equipo pesado. La principal ventaja de las trincheras anchas sobre las trincheras angostas es el mejor aprovechamiento de terreno, ya que se requiere un menor número de trincheras para manejar la misma cantidad de lodo. Una desventaja es que los lodos deben ser descargados directamente sobre el suelo de la trinchera, por lo que se necesita acceso para los camiones. La disposición en rellenos de trincheras tiene la ventaja que los camiones pueden descargar los lodos desde terreno firme, mientras que una excavadora hidráulica que se encuentre dentro de la trinchera lo acomoda y compacta. Las trincheras son relativamente rápidas y fáciles de construir, lo que minimiza los costos de construcción.

En la planeación y diseño de un relleno de lodo por trincheras se deben determinar los siguientes parámetros para poder predecir el área requerida para un plan de disposición a largo plazo.

- Espesor de la cobertura
- Profundidad de la excavación
- Longitud
- Orientación
- Profundidad del relleno de lodo
- Espaciamiento y anchura

El espesor de la cobertura final depende del ancho de la trinchera y del equipo que se utilizará en las operaciones de cubierta. Se debe hacer notar que no se requiere una cobertura diaria para el control de los olores cuando se está re-

llenando con lodos de plantas potabilizadoras. Los factores que influyen para determinar la profundidad de excavación incluyen: localización de las aguas subterráneas y manto rocoso, permeabilidad del suelo, capacidad de intercambio iónico del suelo, limitaciones del equipo y estabilidad de las paredes de relleno. La longitud de las trincheras está limitado por el contenido de sólidos de lodo y por la pendiente del terreno, por lo que deben estar ubicadas paralelamente una de la otra.

8.3.1.2 Relleno por área

A diferencia del relleno por trincheras, donde el lodo se dispone debajo del nivel del suelo, en el relleno por área los lodos se disponen sobre el nivel del suelo. El relleno por área se puede llevar a cabo por tres formas diferentes:

- Montículos, donde los lodos se mezclan con la tierra para que esté lo suficientemente estable como para formar montículos. Después de haber apilado el lodo en montículos de aproximadamente 1.80 m, se cubren con por lo menos 1 m de material de cobertura
- Capas, donde los lodos se esparcen en capas aproximadamente 15-30 cm sobre una gran superficie de terreno, lo que proporciona secado adicional de lodos y ayuda a obtener una concentración más alta de sólidos; este método es favorable para aquellos lodos que no se pueden desaguar fácilmente
- Diques, donde se construyen paredes con tierra para formar diques de contención que puedan almacenar el lodo. Los diques se pueden rellenar utilizando el método de montículos o el de capas. Se

deben construir caminos de acceso para que los camiones puedan descargar los lodos directamente en los diques

Aunque el contenido de sólidos no está limitado a los rellenos por área, el requerimiento es que el lodo sea capaz de soportar el manejo con equipo pesado debido a que no se tienen medios para contener lodos poco estables. Estas características se pueden adquirir mediante un buen desaguado de los lodos.

8.3.1.3 Consideraciones ambientales

La contaminación del agua subterránea es una de las principales preocupaciones para la determinación del sitio adecuado para el relleno, es por eso que se requieren líneas bajo el relleno para llevar un control de los escurrimientos.

Un adecuado diseño puede prevenir los impactos adversos ocasionados al ambiente por el lixiviado de sustancias contaminantes y por la generación de gas metano. Otras preocupaciones, como la generación de olores y polvos, se pueden controlar mediante estrategias de operación, más que de diseño.

Se puede minimizar la generación de lixiviados mediante un diseño adecuado de drenajes. La pendiente del relleno debe ser suficiente como para drenar adecuadamente el agua de lluvia y los escurrimientos de la lluvia deben ser recolectados y desviados alrededor del relleno mediante tuberías y diques.

Se puede controlar la contaminación ocasionada por lixiviados a cuerpos de agua, ya sea subterránea o superficial, mediante la implementación de las siguientes estrategias de diseño:

- Evaluar las condiciones hidrogeológicas y topográficas naturales y analizar las probabilidades de atenuar la contaminación
- Uso de suelos llevados de otro sitio
- Uso de cubiertas
- Uso de sistemas de colección de lixiviados y sistemas de tratamiento

La profundidad del manto freático y la conductividad hidráulica del subsuelo son las principales características hidrogeológicas del sitio que afectan la retención de los lixiviados.

En general, unas características favorables del suelo son: alto contenido de arcilla, alta capacidad de intercambio catiónico y pH relativamente alto.

8.3.2 DISPOSICIÓN EN TERRENOS

Los lodos de plantas potabilizadoras son de poco valor agronómico y generalmente no son utilizados en suelos agrícolas. Los lodos de ablandamiento se utilizan como mejoradores de suelos ácidos por el su alto pH y por su capacidad amortiguadora. Los lodos de hidróxido, por otra parte, pueden secuestrar el fósforo presente en el suelo y por lo tanto pueden tener efectos adversos en los cultivos. En los suelos donde se aplican es necesario añadir fósforo para compensar ese efecto. Otra consideración que se debe tomar en cuenta es la concentración de metales pesados en los sólidos de los residuos de plantas potabilizadoras. La Tabla 8.14 muestra las concentraciones de diferentes metales en lodos de sulfato de aluminio y cloruro férrico.

Tabla 8.14 Concentración de metales pesados

Metal	Lodo de sulfato de aluminio Planta 1	Lodo de sulfato de aluminio Planta 2	Lodo férrico Planta 3	Concentraciones máximas de metales pesados en el lodo aceptables en la disposición de lodo en terrenos agrícolas
	mg/kg en peso seco	mg/kg en peso seco	mg/kg en peso seco	mg/kg en peso seco
Aluminio	107 000.00	123 000.00	28 600.00	
Arsénico	25	32	9.2	41
Bario	30	<30.0	230	
Cadmio	1	1	2	39
Cromo	120	130	50	1 200
Cobre	168	16	52	1 500
Fierro	48 500.00	15 200.00	79 500.00	
Plomo	11	9	40	300
Manganeso	1 180.00	233	4 800.00	
Mercurio	0.1	<0.1	0.2	17
Molibdeno				18
Níquel	24	23	131	420
Selenio	<2.0	<2.0	<2.0	36
Plata	<2.0	<2.0	<2.0	
Zinc	91.7	393	781	2 800

8.3.3 DESCARGA A SISTEMAS DE COLECCIÓN DE AGUAS RESIDUALES

Este método de disposición se utiliza en México cuando la planta potabilizadora se encuentra dentro del área urbana, ya que es la solución más sencilla.

Sin embargo, el gasto de los lodos debe controlarse para no sobrecargar las tarjas del alcantarillado, ya que las purgas de los clarificadores pueden ser muy espesas. La Norma NOM-002-SEMARNAT-1996, en el artículo 5, aun cuando no se refiere a los residuos de las plantas potabilizadoras, sirve de indicador de la calidad que se puede descargar a un sistema de alcantarillado.

Los efectos de la descarga de residuos de plantas potabilizadoras en los procesos de las plantas de tratamiento de aguas residuales incluyen:

- Toxicidad a los procesos biológicos
- Remoción o incremento de los sólidos suspendidos
- Remoción o incremento de la materia orgánica
- Remoción de fósforo

La toxicidad se presenta principalmente por el contenido de metales pesados en los residuos de las plantas potabilizadoras. Las concentraciones que pueden presentar efectos en el proceso de lodos activados se muestra en la Tabla 8.15.

Otras sales de interés son los nitratos, sobre todo en plantas que incluyen la remoción de nutrientes. La adición de los sólidos suspendidos de los residuos de plantas potabilizadoras tiene el efecto de aumentar el contenido de sólidos suspendidos y la turbiedad en el efluente del sedimentador primario de la planta de aguas residuales. Por otro lado, la adición de los sólidos tiene el efecto de disminuir la demanda

Tabla 8.15 Concentraciones de metales pesados con efecto en el proceso de lodos activados

Ion metálico	Concentración (mg/L)	Tipo de lodo activado
Cadmio	1	Carbonácea
Cadmio	5	Nitrificación
Cobre	1.0 -10	Carbonácea
Cobre	1	Nitrificación
Cromo hexavalente	10	Carbonácea
Cromo hexavalente	1	Nitrificación
Cromo trivalente	10	Carbonácea
Fierro (férrico)	15	Carbonácea
Níquel	1.0 -2.5	Carbonácea
Níquel	1	Nitrificación
Plata	< 0.03	Carbonácea
Plomo	10	Carbonácea
Vanadio	10	Carbonácea
Zinc	2	Carbonácea
Zinc	1	Nitrificación

bioquímica de oxígeno del efluente debido a la adsorción de materia orgánica en el flóculo de sulfato de aluminio que sedimenta en el tanque de sedimentación.

Los flóculos de hidróxido reducen, aun cuando no de manera significativa, la concentración de fósforo en el efluente del primario. Los sólidos de plantas de ablandamiento tienen un efecto similar a los de hidróxido en el sedimentador, elevando la concentración de sólidos en el efluente, sin embargo, no reducen el contenido de fósforo.

Se tienen efectos negativos por la adición de los residuos de las plantas potabilizadoras en el caso de plantas de tratamiento biológico sin sedimentación primaria, ya que los sólidos impactan directamente sobre el tratamiento biológico.

El mayor efecto de la descarga de residuos en el drenaje lo resiente el sistema de manejo de lodos de la planta de tratamiento de aguas residuales por el incremento en la masa y volumen de lodos correspondiente a los lodos de la planta potabilizadora. Es decir, el problema del manejo de lodos se transfiere a la planta de tratamiento de aguas residuales.

8.3.4 DESCARGA A CUERPOS DE AGUA

Esta es la forma de disposición más usada en México. La descarga incluye tanto las purgas de los clarificadores, como la corriente de agua de lavado de filtros. En las plantas construidas recientemente esta descarga ha disminuido significativamente en volumen y no tanto en masa, al recircularse el agua de lavado de filtros al influente de la planta. La razón de esta recircula-

ción ha sido la recuperación del agua, no el control de la contaminación del cuerpo receptor. De acuerdo con la legislación mexicana vigente, para poder realizar una descarga a un cuerpo receptor se requiere un permiso de descarga de la Comisión Nacional del Agua.

Este permiso incluye las condiciones particulares de descarga, las cuales se determinan en base a los Criterios Ecológicos de Calidad del Agua, a los usos del cuerpo receptor y a las características de gasto y calidad del agua del cuerpo receptor.

Las condiciones se determinan de tal forma que las características de calidad del cuerpo receptor con la incorporación de la descarga no sobrepasen los criterios ecológicos para el uso del agua en el cuerpo receptor. Las concentraciones reportadas de algunos parámetros del lodo de sulfato de aluminio se presentan en la Tabla 8.16 comparadas con los valores de las condiciones particulares de descarga típicas.

La alta concentración de hierro se debe a las impurezas del sulfato de aluminio que se utiliza como coagulante. De acuerdo a los valores anteriores, la descarga de lodos de plantas potabilizadoras o del agua de retrolavado a los cuerpos receptores no puede realizarse sin tratamiento previo.

8.3.5 RECUPERACIÓN DE SUBPRODUCTOS

Este es el método más deseable de manejo de lodos desde el punto de vista de protección al ambiente, debido a que su propósito es reusar los productos de tratamiento previa recuperación del material activo.

Tabla 8.16 Concentraciones reportadas de algunos parámetros del lodo de sulfato de aluminio

Uso del cuerpo receptor	Concentración máxima			
	Aluminio	Hierro	Manganeso	Sólidos suspendidos totales
Corriente superficial	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L
Condiciones particulares de descarga típicas				
Fuente de abastecimiento de agua potable	2	3	0.5	100
Fuente de abastecimiento riego agrícola	10	50	2	100
Protección de la vida acuática	2	3	0.5	100
Concentraciones típicas de los lodos químicos				
Lodo de sulfato de aluminio	645 a 808	222 a 2 567	46.5 a 73.9	1 000 a 40 000
Agua de retrolavado de sulfato de aluminio	30 a 80	10 a 25		100 a 500

8.3.5.1 Recuperación de coagulantes

Las sales de aluminio y hierro que se utilizan como coagulantes en la potabilización del agua forman, a pH cercano al neutro, flóculos de material polimérico que, una vez sedimentados, producen unas suspensiones de lodo gelatinoso difíciles de espesar y desaguar. Esta dificultad estriba en que los hidróxidos de los metales tienen una gran cantidad de agua atrapada dentro de la matriz de hidróxido.

Por otra parte, estos hidróxidos tienen una gran solubilidad en condiciones alcalinas y ácidas fuertes. Esta situación tiene el potencial de remover los polímeros de hidróxido de las suspensiones de lodo con dos efectos benéficos:

- Reducción del volumen y de la masa de lodo producido en la planta potabilizadora
- Uso benéfico del metal coagulante

La recuperación de coagulante se puede ver, por lo tanto, desde dos perspectivas. La primera es considerar la adición de ácido o álcali como una técnica de acondicionamiento del lodo para mejorar sus características de espesamiento, desaguado y reducción de los residuos. Otro enfoque

que es el de maximizar la recuperación y reuso del metal del coagulante presente en los lodos.

El método usado para la extracción de los coagulantes del lodo es la aplicación de ácido sulfúrico. La cantidad de ácido requerida para la extracción es función de la concentración del metal en el lodo, la concentración de sólidos en suspensión y la concentración de otros componentes del lodo que demandan ácido, incluyendo la materia orgánica. El pH de la extracción varía de 2 a 3 cuando se pretende recuperar el coagulante. Cuando la adición del ácido es con fines de acondicionamiento del lodo, el pH es alrededor de 4. El tiempo de retención de la extracción es de 10 a 20 minutos. La concentración del coagulante recuperado varía de 58 a 3700 mg/L para aluminio y de 2200 a 6400 mg/L para hierro.

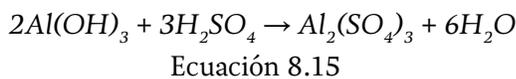
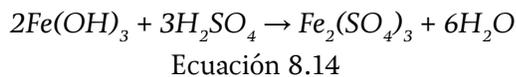
La calidad del coagulante recuperado depende de la calidad del coagulante del primer uso. Los compuestos que se presentan con mayor frecuencia en el coagulante recuperado incluyen manganeso, hierro (en el de aluminio) y carbón orgánico soluble.

La recirculación de los contaminantes del coagulante extraídos junto con el metal deseado es motivo de preocupación, aun cuando en las

plantas en operación no se ha presentado este tipo de problema. De cualquier manera, si se pretende recircular el coagulante se debe tener cuidado con los trihalometanos, el color residual, los compuestos orgánicos, y los metales pesados.

La viabilidad económica de la recuperación de coagulante no se ha demostrado en forma concluyente, razón por la cual su práctica no se ha implementado y no se ha divulgado. Debe estudiarse cada caso particular ya que depende de la composición del agua cruda, la dosis relativa de coagulante, y los costos de tratamiento y disposición de los lodos. Este último costo depende, sobre todo, de las normas que se deban cumplir para la disposición de los lodos.

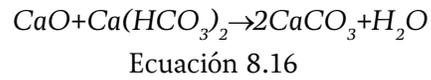
Las reacciones de recuperación de coagulantes mediante acidificación se muestran a continuación:



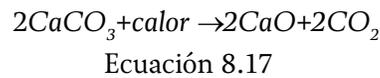
8.3.5.2 Recuperación de cal

La recuperación de cal se lleva a cabo mediante la recalcinación. En este proceso el lodo de ablandamiento, que consiste principalmente de carbonato de calcio, se desagua y calcina para producir cal (Romero, 2000).

De acuerdo a las reacciones que ocurren en el ablandamiento del agua es posible producir dos veces más cal que la que se agrega en el proceso:



En la recalcinación este carbonato de calcio producido en el lodo se desagua y calienta para producir cal:



Uno de los problemas que ha evitado que el uso de la recuperación de cal se haya extendido es que las impurezas hacen que el proceso sea ineficiente o que el producto resultante no sea de la calidad deseada. Estos contaminantes que no se volatilizan durante la calcinación se incrementan con el reciclaje, causando problemas tanto en el apagado de la cal como en la calcinación. La impureza más común en el ablandamiento de agua subterránea es el magnesio y algunas veces la sílice. En el caso de las aguas superficiales las impurezas son los sólidos suspendidos y los hidróxidos de los coagulantes empleados.

El primer paso para la recuperación de la cal es la purificación del lodo. Esto se logra mediante uno o dos pasos de centrifugación aprovechando la diferencia en la densidad del carbonato de calcio y las impurezas. Este procedimiento se utiliza para separar el hidróxido de magnesio del carbonato de calcio. Las pérdidas de carbonato en este paso son críticas para el proceso ya que la concentración mínima de carbonato de calcio en la calcinación debe ser de 91 por ciento.

Después de la purificación, el lodo de carbonato es desaguado mediante centrífugas y la torta resultante se calcina. Los hornos que se han usado para este proceso incluyen el rotatorio, el de calcinación *flash* y el lecho fluidizado.

La viabilidad económica del proceso depende del grado de impurezas en el lodo (principalmente el magnesio) y del costo del combustible necesario para la calcinación del lodo. Para cada caso en particular debe realizarse un estudio económico antes de decidir sobre su aplicación.

8.4 LEGISLACIÓN APLICABLE

8.4.1 POSIBILIDAD DE APROVECHAMIENTO DE LODOS

En la legislación mexicana la NOM-004-SEMARNAT-2002 establece las especificaciones y los límites máximos permisibles de contaminantes en los lodos y biosólidos provenientes de las plantas potabilizadoras (entre otros), con el fin de posibilitar su aprovechamiento o disposición final y proteger al medio ambiente y la salud humana.

El aprovechamiento de los lodos que han sido sometidos a procesos de estabilización y que por su contenido de materia orgánica, nutrientes y características adquiridas después de ésta, puedan ser susceptibles de aprovechamiento (biosólidos), se establece en función del tipo y clase,

Tabla 8.17 Aprovechamiento de biosólidos (NOM-004-SEMARNAT-2002)

Tipo	Clase	Aprovechamiento
Excelente	A	Usos urbanos con contacto público directo durante su aplicación
		Los establecidos para clase B y C
Excelente o bueno	B	Usos urbanos sin contacto público directo durante su aplicación
		Los establecidos para clase C
Excelente o bueno	C	Usos forestales
		Mejoramientos de suelos
		Usos agrícolas

como se especifica en la Tabla 8.17 y su contenido de humedad hasta el 85 por ciento.

La aplicación de los biosólidos en terrenos con fines agrícolas y mejoramiento de suelos se sujetará a lo establecido en la Ley Federal de Sanidad Vegetal y conforme a la normatividad vigente en la materia.

Para la disposición final de los lodos y biosólidos, éstos deben deberá de recabar la constancia de no peligrosidad de los mismos, en términos del trámite SEMARNAT-07-007 y con los límites máximos permisibles para el contenido del indicador de contaminación, patógenos y parásitos especificados en la Tabla 8.18, para clase C.

Tabla 8.18 Límites máximos permisibles para patógenos y parásitos en lodos y biosólidos

Clase	Indicador bacteriológico de contaminación	Patógenos	Parásitos
	Coliformes fecales (NMP/g en base seca)	Salmonella spp. (NMP/g en base seca)	Huevos de helmintos/g en base seca
A	Menor de 1 000	Menor de 3	Menor de 1 ^(a)
B	Menor de 1 000	Menor de 3	Menor de 10
C	Menor de 2 000 000	Menor de 300	Menor de 35

^(a) Huevos de helmintos viables

Los sitios para la disposición final de lodos y biosólidos, serán los que autorice la autoridad competente, conforme a la normatividad vigente en la materia.

Los lodos y biosólidos que cumplan con lo establecido en la NOM-004-SEMARNAT-2002, pueden ser almacenados hasta por un periodo de dos años. El predio en el que se almacenen debe ser habilitado para que no existan infiltraciones al subsuelo y contar con un sistema de recolección de lixiviados.

Se permite la mezcla de dos o más lotes de lodos o biosólidos, siempre y cuando ninguno de ellos esté clasificado como residuo peligroso y su mezcla resultante cumpla con lo establecido en la NOM-004-SEMARNAT-2002.

Además de esta posibilidad, se pueden considerar otras opciones de disposición final de los lodos de plantas potabilizadoras las cuales son:

- Disposición a un sistema de alcantarillado
- Disposición a un cuerpo de agua
- Disposición en un relleno sanitario específico
- Disposición en un relleno sanitario público
- Disposición en el sitio como líquido o sólido

Las leyes fundamentales que rigen la disposición de los residuos de las plantas potabilizadoras son:

La Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente publicada en el Diario Oficial de la Federación el 16 de enero de 2014 y el Reglamento de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente en Materia de Residuos Peligrosos publicado en el Diario Oficial de la Federación el 07 de julio de 2013, la Norma Oficial Mexicana NOM-001-SEMARNAT-1996 publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1997, y la Norma Oficial Mexicana NOM-002-SEMARNAT-1996 publicada en el Diario Oficial de la Federación el 3 de abril de 1998. La Ley de Aguas Nacionales, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 1° de diciembre de 1992 y el Reglamento de la Ley de Aguas Nacionales publicado en el Diario Oficial de la Federación en la última reforma el 07 de julio de 2013 y

como ya se mencionó al inicio de este subcapítulo, la norma NOM-004-SEMARNAT-2002 que establece las especificaciones y los límites máximos permisibles de contaminantes en los lodos y biosólidos provenientes de las plantas potabilizadoras (entre otros), con el fin de posibilitar su aprovechamiento o disposición final y proteger al medio ambiente y la salud humana.

Con respecto al impacto ambiental no existe una reglamentación específica con respecto al manejo de lodos, sino que esta es común para cualquier tipo de obra que tenga efectos en el ambiente. Dicha reglamentación está incluida en el Reglamento de la Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente en Materia de Impacto Ambiental, última reforma publicada en el Diario Oficial de la Federación el 16 de enero de 2014.

8.4.2 DISPOSICIÓN A UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO

La descarga de residuos a los sistemas de alcantarillado está regida por la Norma Oficial Mexicana NOM-002-SEMARNAT-1996. Aun cuando esta norma no hace referencia específica a los lodos de una planta potabilizadora, como la intención de la norma es la de proteger la infraestructura de recolección y tratamiento de aguas residuales de una población, puede ser aplicable a las potabilizadoras si estas se consideran como “industria”, o como “servicio”, lo cual no es difícil.

Las características que deben cumplir las descargas se presentan en el artículo 5 de la norma:

Artículo 5. Especificaciones

Las descargas de aguas residuales provenientes de la industria, actividades agroindustriales, de servicios y el tratamiento de aguas residuales a

Tabla 8.19 Límites máximos permisibles

Parámetros	Límites máximos permisibles	
	Promedio diario	Instantáneo
Temperatura (°C)		40
pH (unidades de pH)	6 a 9	6 a 9
Sólidos sedimentables (mL/L)	5	10
Grasas y aceites (mg/L)	60	100
Conductividad eléctrica (micromhos/cm)	5,000	8,000
Aluminio (mg/L)	10	20
Arsénico (mg/L)	0.5	1.0
Cadmio (mg/L)	0.5	1.0
Cianuros (mg/L)	1.0	2.0
Cobre (mg/L)	5	10
Cromo hexavalente (mg/L)	0.5	1.0
Cromo total (mg/L)	2.5	5.0
Fluoruros (mg/L)	3	6
Mercurio (mg/L)	0.01	0.02
Níquel (mg/L)	4	8
Plata (mg/L)	1.0	2.0
Plomo (mg/L)	1.0	2.0
Zinc (mg/L)	6	12
Fenoles (mg/L)	5	10
Sustancias activas al azul de metileno (mg/L)	30	60

los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal a que se refiere esta norma deben cumplir con las especificaciones que se indican en la Tabla 8.19.

8.4.3 DISPOSICIÓN A UN CUERPO DE AGUA

La disposición de los lodos a un cuerpo de agua está sujeta a varias disposiciones. Las disposiciones de carácter general se encuentran en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente y en la Ley de Aguas Nacionales. La primera establece en el artículo 120 lo siguiente:

Artículo 120

Para evitar la contaminación del agua, quedan sujetos a regulación federal o local:

VII. El vertimiento de residuos sólidos, materiales peligrosos y lodos provenientes del tratamiento de aguas residuales, en cuerpos y corrientes de agua.

Por su parte la Ley de Aguas Nacionales establece en el artículo 86 lo siguiente:

Artículo 86

“La Comisión” tendrá a su cargo:

- IV. Establecer y vigilar el cumplimiento de las condiciones particulares de descarga que deben satisfacer las aguas residuales que se generen en*
- a) bienes y zonas de jurisdicción federal;*
 - b) de aguas vertidas directamente en aguas y bienes nacionales,*
 - c) en cualquier terreno cuando dichas descargas puedan contaminar el subsuelo o los acuíferos;*

d) los demás casos previstos en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente.

IX. Promover o realizar las medidas necesarias para evitar que basura, desechos, materiales y sustancias tóxicas, y lodos producto de los tratamientos de aguas residuales, contaminen las aguas superficiales o del subsuelo y los bienes que señala el artículo 113.

Las disposiciones de esta Ley se hacen más específicas en el Reglamento de la Ley de Aguas Nacionales, el cual establece en los artículos 135 y 139 la forma como se controlarán las descargas a los cuerpos receptores. Estas disposiciones se aplican si la descarga al cuerpo receptor se hace en forma líquida.

Artículo 135

Las personas físicas o morales que efectúen descargas de aguas residuales a los cuerpos receptores a que se refiere la “Ley”, deberán:

- I. Contar con un permiso de descarga de aguas residuales que les expida “La Comisión”, o en su caso, presentar el aviso respectivo a que se refiere la “Ley” y este Reglamento.
- II. Tratar las aguas residuales previamente a su vertido a los cuerpos receptores, cuando esto sea necesario para cumplir con las obligaciones establecidas en el permiso de descarga correspondiente.

Artículo 139

Los permisos de descarga de aguas residuales contendrán:

- I. Ubicación y descripción de las descargas en cantidad y calidad.

- II. Los parámetros, así como las concentraciones y cargas máximas correspondientes que determinan las condiciones particulares de descarga del permisionario.

8.4.4 DISPOSICIÓN EN EL SUELO

Por disposición al suelo se entiende la disposición de los lodos en un relleno sanitario específico o público, o la disposición en el sitio de la planta, ya sea en una laguna como líquido, o en el suelo como sólido.

Las disposiciones de carácter general se encuentran en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente y en la Ley de Aguas Nacionales.

La Ley General del Equilibrio Ecológico establece en los artículos 136 y 139 lo siguiente:

Artículo 136

Los residuos que se acumulen o puedan acumularse y se depositen o infiltren en los suelos deberán reunir las condiciones necesarias para prevenir o evitar:

- La contaminación del suelo.
- Las alteraciones nocivas en el proceso biológico de los suelos.
- Las alteraciones en el suelo que alteren su aprovechamiento, uso o explotación.
- Riesgos y problemas de salud.

Artículo 139

Toda descarga, depósito o infiltración de sustancias o materiales contaminantes en los suelos se sujetará a lo que disponga esta Ley, la Ley de Aguas Nacionales, sus disposiciones reglamenta-

rias y las normas técnicas ecológicas que para tal efecto se expidan la Secretaría.

Esta Ley establece un control sobre la descarga de los lodos de las plantas potabilizadoras, sin embargo no existen en los reglamentos de la ley, ni en las normas ecológicas, las regulaciones a que hacen mención los artículos para el caso de lodos de plantas potabilizadoras.

También, los operadores de un relleno sanitario pueden solicitar la comprobación de que los residuos no son peligrosos cuando se pretenda depositarlos en dicho relleno.

Como los lodos generados pueden ser peligrosos, es conveniente considerar la legislación al respecto, que está contenida en el Reglamento de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente en Materia de Residuos Peligrosos y en las normas correspondientes. El Artículo 4 del reglamento especifica que:

Artículo 4

Compete a la Secretaría:

I. Determinar y publicar en el Diario Oficial de la Federación los listados de residuos peligrosos, así como sus actualizaciones, en los términos de la Ley.

Como los lodos de plantas potabilizadoras no están incluidos en los listados a que hace referencia el artículo del reglamento, estos no se consideran peligrosos.

Sin embargo, si existe la sospecha, en cualquier momento la autoridad puede solicitar que se demuestre que los lodos de una planta potabilizadora en particular no son peligrosos, median-

te las pruebas que establece la Norma Oficial Mexicana NOM-CRP-001-ECOL/93.

Esta norma establece en el artículo 5.5 lo siguiente:

Artículo 5.5

Además de los residuos peligrosos comprendidos en los anexos de la norma, se considerarán peligrosos aquellos que presenten una o más de las siguientes características: corrosividad, reactividad, explosividad; toxicidad, inflamabilidad y/o biológico infecciosas; atendiendo a los siguientes criterios (...)

Cuando se pretenda llevar a cabo la disposición en un relleno sanitario público, los operadores de dicho relleno pueden solicitar la comprobación de que los residuos no son peligrosos, siguiendo la misma metodología establecida en la norma.

La Ley de Aguas Nacionales establece por su parte, en el artículo 86 ya mencionado, lo siguiente:

Artículo 86

"La Comisión" tendrá a su cargo, en términos de Ley:

Promover o realizar las medidas necesarias para evitar que basura, desechos, materiales y sustancias tóxicas, así como lodos producto de los tratamientos de aguas residuales, de la potabilización del agua y del desazolve de los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, contaminen las aguas superficiales o del subsuelo y los bienes que señala el Artículo 113 de esa Ley.

Esta disposición no cuenta con normas o reglamentos específicos que normen su aplicación.

8.4.5 DISPOSICIONES EN MATERIA DE IMPACTO AMBIENTAL

De acuerdo al Reglamento de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente en Materia de Impacto Ambiental, toda obra debe presentar una Manifestación de Impacto Ambiental.

Esta reglamentación es aplicable a los proyectos de plantas nuevas, incluyendo el manejo de los lodos. Para las plantas existentes que realicen obras nuevas para el manejo de los lodos, esta reglamentación es aplicable en el caso de que estas obras se lleven a cabo fuera de los límites de la planta potabilizadora, como puede ser un relleno sanitario específico para la disposición de los lodos, o la aplicación de los mismos al terreno.

Los artículos relevantes del citado reglamento son los 4, 5 y 6, los cuales especifican lo siguiente:

Artículo 4

Compete a la Secretaría:

- I. *Evaluar el impacto ambiental y emitir las resoluciones correspondientes para la realización de proyectos de obras o actividades a que se refiere el presente reglamento;*

Artículo 5

Quienes pretendan llevar a cabo alguna de las siguientes obras o actividades, requerirán previa-

mente la autorización de la Secretaría en materia de impacto ambiental:

A) *Hidráulicas:*

VI. *Plantas para el tratamiento de aguas residuales que descarguen líquidos o lodos en cuerpos receptores que constituyan bienes nacionales, excepto aquellas en las que se reúnan las siguientes características:*

- a) *Descarguen líquidos hasta un máximo de 100 litros por segundo, incluyendo las obras de descarga en la zona federal;*
- b) *En su tratamiento no realicen actividades consideradas altamente riesgosas, y*
- c) *No le resulte aplicable algún otro supuesto del artículo 28 de la Ley*

Artículo 6

Las ampliaciones, modificaciones, sustituciones de infraestructura, rehabilitación y el mantenimiento de instalaciones relacionado con las obras y actividades señaladas en el artículo anterior, así como con las que se encuentren en operación, no requerirán de la autorización en materia de impacto ambiental siempre y cuando cumplan con todos los requisitos siguientes: (...)

En atención a lo anterior, la autoridad puede condicionar la autorización para la construcción y operación de una planta potabilizadora, al manejo y disposición de los lodos.

9

INSTRUCTIVO PARA EL USO DE LAS HOJAS DE CÁLCULO

9.1 INTRODUCCIÓN

Las hojas de cálculo proporcionadas en archivo sirven para elaborar el anteproyecto de una planta potabilizadora de agua superficial tipo convencional. Con este anteproyecto los organismos operadores pueden definir el perfil hidráulico y los volúmenes de obra que le permitan estimar el costo de la planta potabilizadora. Aunque el sistema de cálculo puede funcionar con cualquier caudal, se recomienda diseñar en el intervalo de 50 a 500 L/s por razones económicas y constructivas.

El sistema de cálculo no es suficiente para elaborar proyectos ejecutivos y requiere que el usuario tenga conocimientos de hidráulica y de tratamiento de aguas. El usuario sin los conocimientos adecuados puede recurrir a los capítulos relacionados con los procesos y a las referencias presentadas en las hojas de cálculo para adquirir la información necesaria.

En el presente capítulo se incluye una descripción detallada del proceso para calcular el ejemplo de 250 L/s que se presenta en los planos y las hojas de cálculo. El ejemplo también se utiliza para lectura por referencia, pues los nombres de los apartados que lo componen corresponden con los de las hojas de cálculo y los comentarios

tienen un número que corresponde al número de línea de la hoja a la que se refiere, por lo cual es indispensable tener abiertos los archivos correspondientes y seguirlos con la lectura de este capítulo.

9.2 SISTEMA DE CÁLCULO

El cálculo de las dimensiones de la potabilizadora tipo se realiza mediante el *software* de cálculo Excel® (1997-2003 y 2010). Llamaremos “libro” a un archivo de este *software*, que tiene extensión “xls” aunque en el texto no se indica, para evitar repetición. Estos libros a su vez se componen de “hojas” cuyo contenido se describe ordenadamente, por lo que no fue necesario estar haciendo referencia al libro del que forman parte.

Con el objeto de facilitar el proceso de cálculo se han incluido a estos libros tres programas desarrollados en Visual Basic®. Uno de ellos es una función denominada “Moody (Re,e)” la cual recibe los parámetros número de Reynolds (Re) y la rugosidad relativa (e), y devuelve el factor de fricción para la fórmula de Darcy. Otra función que se agregó y se utiliza para calcular la expansión del lecho filtrante se llama “Poros (d,d1,d3,e1,e2,p1,u1)”. Esta función devuelve la porosidad del lecho expandido y recibe los si-

güentes parámetros:

- d- diámetro equivalente (cm)
- d1- esfericidad
- d3- densidad del material (g/cm³)
- e1- densidad del fluido (g/cm³)
- e2- viscosidad del fluido (poise)
- p1- porosidad del medio
- u1- velocidad del agua durante el lavado (cm/min)

El tercer algoritmo es un procedimiento, se emplea solamente en el cálculo del coeficiente de distribución de la tasa de filtración en el libro "Filtros" y resuelve una serie de ecuaciones utilizando un proceso iterativo. En la sección 9.4.2.3 se detalla el uso de este procedimiento.

La organización de las hojas de cálculo se hizo dividiéndolas en dos columnas verticales principales, la columna de la izquierda es para datos y en la columna derecha se presentan los resultados (Ilustración 9.1). El proceso normal de cálculo deberá

consistir en la captura de datos en la columna para el valor de estos, sin requerirse la modificación de las fórmulas de la columna de resultados.

La información de la sección de datos de las hojas se presenta en tres colores diferentes, y cada color indica cómo se debe modificar:

- Negro, significa que se debe actualizar directamente utilizando la información que el usuario disponga
- Azul, indica que ese valor no se debe modificar, pues se toma de otras celdas; en caso de requerir modificar ese valor se tendrá que modificar la celda origen
- Naranja, indica que es necesario modificar ese valor haciendo un sencillo proceso iterativo, las instrucciones para hacerlo se indican como comentario en la misma celda

En todas las hojas el proceso de cálculo es asistido con comentarios colocados en las celdas

Ilustración 9.1 Perfil del filtro con velocidades de entrada y salida indicadas. Columna de datos y columna de resultados

Datos generales												
Datos						Resultados						
Nº	Var	Descripción	Intervalo	Valor	Unidad	Ref.	Var	Descripción	Criterios	Valor	Unidad	Ref.
1	Q	Caudal de diseño del módulo de potabilización		0.250	m ³ /s							
2	NMF	Número de submódulos para floculación		2								
3	NMS	Número de submódulos para sedimentación		2								
4	t	Temperatura media anual del agua		15	°C		ρ	Densidad del agua		999.1199	kg/m ³	Haarhoff
							μ	Viscosidad dinámica del agua		1.14E-03	Nw · s/m ²	Haarhoff
							ν	Viscosidad cinemática	$\frac{\mu}{\rho}$	1.14E-06	m ² /s	
5	g	Aceleración de la gravedad		9.810	m/s ²		γ	Peso específico del agua	ρ · g	9801.37	Nw/m ³	
6	NMP	Número de módulos de flujo Q que conforman la potabilizadora terminada		2				Caudal de potabilizadora completa	NMF · Q	0.500	m ³ /s	

Haarhoff Johannes Haarhoff & E. Matriz Rykaart. "Rational design of packed saturators", Dept. Of Civil Engineering, Rand Afrikaans University, preimpresos de la conferencia "Flotation processes in water and sludge treatment", 26-28 Abril 1994, Orlando, Florida, USA

donde se juzgó que serían de utilidad. Las celdas que contienen comentarios se reconocen por un triángulo rojo que aparece en su esquina superior derecha, para verlo solo es necesario colocar el cursor sobre la celda (Ilustración 9.2).

Todas las hojas están protegidas, esto significa que solamente se pueden modificar las celdas de la columna “Valor” de la columna principal “Datos”.

Si fuera necesario modificar el procedimiento de cálculo se tendrá que desproteger la hoja, lo que permitirá modificar el resto de las columnas. Al hacer esto es necesario tener en cuenta que algunas modificaciones en la hoja “Filtros” del libro “Filtros” pueden afectar al algoritmo de cálculo de la relación de tasas de filtración. Antes de desproteger este libro léase la advertencia de la sección 9.4.2.3.

9.3 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROCESO DE CÁLCULO

Antes de iniciar el proceso de cálculo se deberá recabar información relativa al problema de suministro de agua potable en particular. La información que se requerirá para realizar el proceso de cálculo completo es la siguiente:

Equipos de tratamiento

- Caudal de diseño
- Temperatura media anual del agua
- Número de módulos que componen la potabilizadora completa
- Terreno disponible y su topografía
- Análisis granulométrico de los medios filtrantes a emplearse
- Porosidad de los medios filtrantes

Ilustración 9.2 Distintos colores en la hoja de cálculo según su uso y celdas con comentarios

Datos					Resultados				
Var	Descripción	Intervalo	Valor	Unidad Ref.	Var	Descripción	Criterios	Valor	Unidad Ref.
1	e' Separación de las placas en el plano horizontal e Espesor de las placas Θ Ángulo de inclinación de las placas		10.000 0.800 60.000°	cm	d	Espaciamiento entre las placas	$e' \cdot \text{sen} \Theta - e$	7.9	cm
2	l Longitud del módulo de placas		1.200	m	lu	Longitud útil dentro de las placas	$100l - e' \cdot \text{cos} \Theta$	115.0	cm
3					L	Longitud relativa del módulo de placas	lu/d	14.631	
4	s Eficiencia del módulo de placas L_f Valor de L considerado en la ecuación de f	1.0-1.36	1.000	CEPIS	f	Factor de comparación con la relación sin placas	$\frac{\text{sen} \Theta (\text{sen} \Theta + L_f \cdot \text{cos} \Theta)}{s}$	5.678	CEPIS p.86
5	Q Caudal de diseño del sedimentador V_s Velocidad de sedim. de las partículas		0.125 1.480	m m/h		V_s Velocidad media del flujo dentro del módulo	$V_s / 3600$ $V_s \cdot f \cdot 100 / \text{sen} \Theta$	4.1E-04	m/s cm/s
6	ν Viscosidad cinemática		1.14E-06	m ² /s	Nr	Número de Reynolds dentro de las placas	$\frac{V_o \cdot d \cdot 10^{-4}}{2 \cdot \nu}$	92.9	Yao
7	C Constante de Yao	0.035 a 0.058	0.035	Yao	Le'	Longitud de transición de régimen turbulento a laminar.	$C(Nr)(d)$	25.5	cm Yao
8					L_f	Nueva longitud relativa del módulo	$(lu - Le')/d$	11.380	

- Peso específico de los medios filtrantes
- Tiempos de residencia y gradientes óptimos para floculación
- Material que se utilizará como pantallas del floculador
- Velocidad de sedimentación del flóculo formado en condiciones óptimas
- Tipo de módulos de sedimentación a utilizar
- Tasa de producción de lodo
- Con el libro “Interconexiones” se calcula la tubería que interconectará el filtro con el sedimentador
- Se empleará el libro “Sedimentador” para calcular las dimensiones de las unidades de sedimentación
- Empleando la hoja “Floculador” del libro “Floculador” se calculan las dimensiones del floculador
- Con el libro “Mezcla Rápida” se diseñará el dispositivo de mezcla rápida

Dosificación de productos químicos

- Dosis óptima de cloro
- Dosis máxima de sulfato de aluminio y polímero
- Dosis máxima de otros productos químicos
- Empleando el libro “Cloración” se definirá el equipo de cloración requerido para el proceso de desinfección
- Se emplea el libro “Productos Quím” para dimensionar los tanques de productos químicos requeridos y seleccionar los equipos utilizados para su dosificación, esto varía de acuerdo a si el producto es sólido o líquido
- Con el libro “Soplador” se calcula el lavado del lecho filtrante asistido con aire

Cuando se cuente con esta información se procede a realizar el cálculo de los equipos que componen la potabilizadora.

El procedimiento general para realizar este cálculo es el siguiente:

- Se definirá la capacidad del equipo y el número de módulos de floculación y sedimentación en el libro “Datos Generales”
- Con el libro “Filtro” se calcula el número de filtros requeridos, la expansión del lecho durante el lavado, se dimensiona la canaleta de lavado y se calcula la caída de presión durante el lavado y durante filtración
- Con la misma hoja “Filtro” se calcula, mediante un programa incluido en esta hoja, el coeficiente de distribución de la tasa de filtración

9.4 DESCRIPCIÓN DE LAS ACTIVIDADES

Esta descripción de las actividades requeridas para el cálculo de una potabilizadora hace referencia a los archivos de Excel® incluidos como complemento de este capítulo.

9.4.1 DATOS GENERALES

En el libro “Datos Generales” se define el caudal con que operarán los módulos de la potabilizadora. El dato Q , caudal de diseño del módulo de potabilización, es el caudal mínimo con el que podrá operar la potabilizadora y corresponde al flujo requerido para lavar un filtro. En realidad el flujo requerido para el lavado puede ser un poco

menor, dependiendo de cómo se configuren los filtros, pero usualmente se puede considerar Q como el flujo mínimo.

El número de submódulos del floculador y del sedimentador (NMF y NMS respectivamente) se pueden proponer por razones geométricas, para permitir que las estructuras tengan una forma semejante al cuadrado y aprovechar mejor el espacio disponible, pero no porque se pueda operar la potabilizadora con el flujo de uno de estos submódulos. El flujo mínimo con que puede operar la potabilizadora es el requerido para lavar un filtro (a menos que se instale un equipo de bombeo especial para el lavado de los filtros) y corresponde al valor de Q , que es la capacidad del módulo completo. En esta hoja también se definen los datos que se emplean comúnmente en el resto de los libros, como son: el flujo de diseño, las propiedades físicas del agua, como densidad y viscosidad, y la aceleración de la gravedad. Todas las hojas toman esta información de este libro, con lo cual se evita repetir la captura de información o considerar valores diferentes.

9.4.2 CÁLCULO DEL FILTRO

Se ha propuesto calcular este elemento primero porque se ubica en la cota más baja y tiene descargas al drenaje. Puesto que el nivel donde

se descarga el agua de drenaje es fijo, se debe ubicar la elevación del filtro considerando este nivel. Los demás elementos estarán a una altura superior al filtro y no tendrán problemas para descargar por gravedad al drenaje. El cálculo de los filtros se realiza en el libro “Filtros”, las instrucciones que siguen hacen referencia a este, Como se muestra en la Ilustración 9.3.

9.4.2.1 10.4.2.1 Número de filtros requeridos

El primer paso para el cálculo de la batería de filtros consiste en definir el número de filtros, el cual se calcula para que uno de estos se pueda lavar con el flujo filtrado por el resto de filtros en operación. Este sistema de lavado se llama lavado mutuo. En la hoja “Filtro” del libro del mismo nombre, en los pasos 1 al 3, se calcula el número de filtros. Para hacer este cálculo se deberá definir la tasa de filtración y la velocidad requerida para el lavado adecuado del lecho filtrante, en condición de operación normal y también en condición de un filtro fuera por lavado.

En la línea 3 se define el área que tendrá cada filtro y, como propuesta inicial, se presenta la que resulta de dividir el caudal total entre la velocidad de retrolavado. Si este valor no se modifica los filtros se lavarán con la totalidad del flujo del sistema, si se cambia por un valor

Ilustración 9.3 Visualización de la hoja de cálculo para los filtros

Filtros												
N°	Datos						Resultados					
	Var	Descripción	Intervalo	Valor	Unidad	Ref.	Var	Descripción	Criterios	Valor	Unidad	Ref.
1	Q	Caudal		0.250	m ³ /s		A_{fp}	Área propuesta para cada filtro	$Q \cdot 60 / T \cdot \alpha$	22.39	m ²	
	V_L	Velocidad de lavado	0.55-1.0	0.670	m/min	CEPIS p.23						
2	V_f	Velocidad de filtración promedio deseada	240-360	250.0	m ³ /m ² /d	CEPIS p.22	A_T	Área total de filtros	$Q \cdot 86400 / V_f$	86.4	m ²	
3	A_f	Área considerada para cada filtro		18.75	m ²		N	Número de filtros	A_T / A_f	5		
4							V_f'	Velocidad de filtración	$Q \cdot 86400 / (N \cdot A_f)$	230.4	m ³ /m ² /d	
5							Q_L	Flujo para el lavado		0.209	m ³ /s	

menor, cada filtro se lavará con una parte del flujo del sistema.

9.4.2.2 Expansión del lecho filtrante

En el ejemplo de cálculo se considera un lecho dual antracita-arena, si se desea diseñar un filtro con lecho de arena solamente se deberá indicar que la altura del lecho de antracita (L'), definida en la línea 17, es igual a cero. Para calcular la expansión de los lechos filtrantes se requieren los análisis granulométricos de la arena y antracita (en el caso de lecho dual) que los componen, así como la densidad, porosidad y esfericidad de los mismos. La información granulométrica de los medios de filtración se captura en la tabla de la hoja "Expansión", que forma parte del libro

"Filtros". En esta hoja se deberán hacer algunos cálculos iterativos de forma manual en las celdas cuyos números aparecen de color anaranjado siguiendo las instrucciones que aparecen en los comentarios de su celda. Para el caso de lecho sencillo de arena no será necesario capturar la información correspondiente a la antracita.

La hoja "Expansión" hace referencia a fórmulas obtenidas de las hojas "Análisis Granul Arena" y "Análisis Granul Antracita", donde se estima una línea de tendencia para el gráfico del análisis granulométrico. Estas gráficas toman los datos del análisis granulométrico capturado en la hoja "Expansión". Este proceso de cálculo se hace del paso 6 al paso 17. En los pasos 15 y 16 se deberá revisar que la expansión del lecho filtrante sea la

Ilustración 9.4 Visualización de la hoja de cálculo para la expansión de lecho filtrante

Expansión del lecho filtrante durante el lavado												
6	d_{10}	Tamaño efectivo de la arena	0.45-0.60	0.543	mm	CEPIS p. 40 y 46	d_{90}	Tamaño de la antracita correspondiente al 90% que pasa por la malla	$3 * d_{10}$	1.628	mm	CEPIS p.40 y 46
7							d_{10}	Tamaño efectivo de la antracita recomendado	$d_{90} / 2$	0.814	mm	CEPIS p.40
8	d_1	Diám más pequeño de la capa más fina de arena		0.420	mm		D_e	Diámetro equivalente de la capa más fina	$\sqrt{d_1 * d_2}$	0.458	mm	
	d_2	Diámetro más grueso de capa más fina de arena		0.500	mm							
9	ρ_w	Densidad del agua		999.1	kg/m ³		G_a	Número de Galileo para la capa de arena más fina	$\frac{(D_e / 1000)^3 * \rho_s (\rho_s - \rho_w)}{\mu}$	1198.82		
	ρ_s	Peso específico de la arena sílica	2650.0	2650.0	kg/m ³	CEPIS p.29						
	μ	Viscosidad dinámica		0.0011	Nw · s/m ²							
	g	Aceleración de gravedad		9.810	m/s ²							
10	C_e	Coefficiente de esfericidad de la arena	0.70-0.8	0.750		CEPIS p.29	Re	Número de Reynolds modificado	$\frac{(V_a / 60) * (D_e / 1000) * \rho_s}{\mu}$	4.486		
11	C'_e	Coefficiente de esfericidad de la antracita	UK:0.6-0.7 US:0.5-0.6	0.550		Dharma rajah	ϵ_1	Porosidad de la capa más fina expandida	Se obtiene del ábaco para $C_e=0.8$	0.668		
12	X_i	Fracción del lecho filtrante que ocupa la capa más fina		0.050			$\frac{X_i}{1-\epsilon_1}$	Repetir pasos del 8 al 12 para cada capa de arena y antracita. Ver hoja "Expansion"	$\frac{X_i}{1-\epsilon_1}$	0.150		
13		De la hoja "Expansion" se obtiene		$\sum \frac{X_i}{1-\epsilon_1}$	2.192		ϵ_2	Porosidad expandida promedio de la capa de arena	$1 - \frac{1}{\sum \frac{X_i}{1-\epsilon_1}}$	0.544		
14	$\rho_{s'}$	Peso específico de la antracita De la hoja "Expansion" se obtiene	1500-1600	1550.0	kg/m ³		ϵ'_1	Porosidad expandida promedio de la capa de antracita	$1 - \frac{1}{\sum \frac{X'_i}{1-\epsilon'_1}}$	0.642		
15	ϵ_s	Porosidad de la arena limpia	0.42-0.47	0.430		CEPIS p.29	E	Porcentaje de expansión promedio de la arena	$\frac{\epsilon_s - \epsilon_2}{1 - \epsilon_2}$	25.0%		25-30% CEPIS
16	ϵ'_s	Porosidad de la antracita limpia	0.56-0.60	0.550		CEPIS p.29	E'	Porcentaje de expansión promedio de la antracita	$\frac{\epsilon'_s - \epsilon'_2}{1 - \epsilon'_2}$	25.5%		25-30% CEPIS
17	L	Altura del lecho de arena sin expansión	0.30-0.50	0.30	m	CEPIS p.46	L_e	Altura del lecho filtrante expandido	$L(I+E) + L'(I+E')$	1.003	m	
	L'	Altura del lecho de antracita sin expansión	0.50-1.0	0.50	m	CEPIS p.46						

requerida para su lavado, de no ser suficiente, se deberá incrementar la “velocidad de lavado” (V_d) definida en el paso 1 (Ilustración 9.4).

9.4.2.3 Cálculo de pérdidas durante el lavado

En esta sección se calcula la pérdida de carga en el proceso de lavado de los medios filtrantes. El cálculo debe incluir todas las pérdidas que se presentan en el camino del agua desde el vertedero de salida hasta el vertedero de las canaletas de lavado. La velocidad V_{c2} , como se indica en la Ilustración 9.5, es la velocidad a la que el agua entra a la canaleta individual del filtro. De esta velocidad dependerá la velocidad V_{c3} del agua

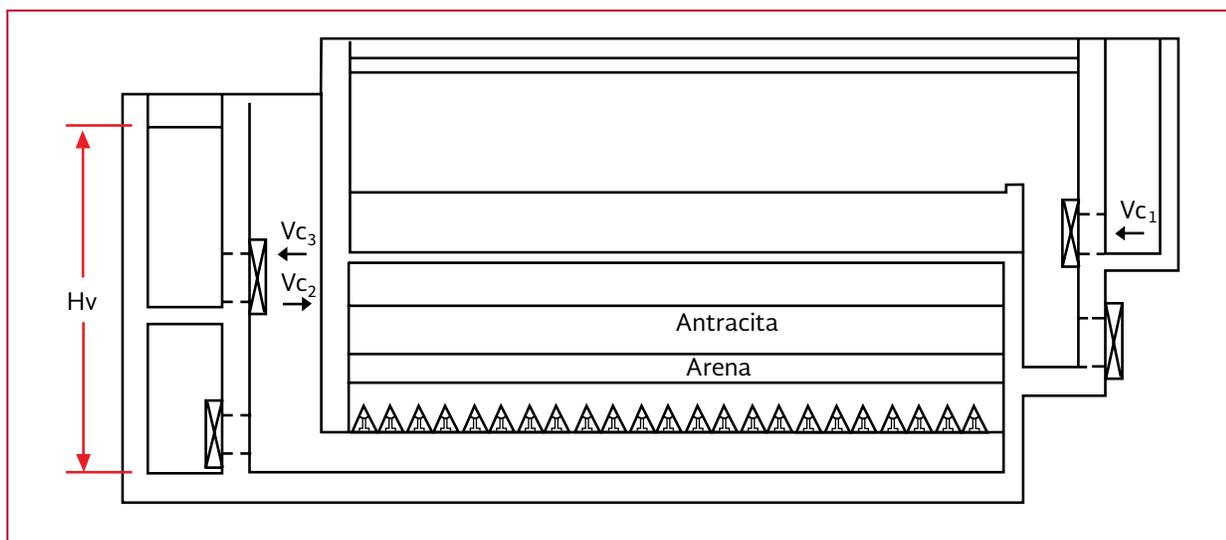
que sale del filtro en servicio de filtración. La “altura del vertedero que controla la hidráulica del lavado” (H_v), que se calcula en el paso 34, se puede identificar también en la Ilustración 9.6. Las pérdidas se calculan del paso 18 al 34.

En el ejemplo mostrado en el cálculo se consideraron viguetas prefabricadas y lecho de grava para soportar el lecho de arena, sin embargo, es posible utilizar un falso fondo con boquillas microranuradas en su lugar. Estas boquillas tienen la ventaja de no requerir el soporte de grava, pues por sus ranuras no entran los granos de arena; sin embargo, su adquisición, como la de otro tipo de falso fondo, puede resultar más costosa que la fabricación de las viguetas y la

Ilustración 9.5 Visualización de la hoja cálculo de pérdidas durante el lavado de lecho filtrante

Pérdida de carga durante el lavado											
18						h_f	Pérdida de carga en la arena durante el lavado	$\frac{(1-\varepsilon_s)(\rho_s - \rho_w) L}{\rho_w}$	0.283	m	
19						h_f'	Pérdida de carga en la antracita durante el lavado	$\frac{(1-\varepsilon_s)(\rho_{an} - \rho_w) L'}{\rho_w}$	0.124	m	
20						h_f''	Pérdida de carga total en el lecho durante el lavado	$h_f + h_f'$	0.407	m	
21	B	Ancho de cada filtro (igual al largo de cada vigueta)	3.00	m		N_1	Número de viguetas del drenaje	$A_f B / b$	21		
	b	Ancho de cada vigueta	0.30	m							
22	x	Espaciamiento entre orificios	0.10	m		N_2	Número de orificios en cada vigueta	$2B/x$	60		
23						NT	Número total de orificios en cada filtro	$N_1 \cdot N_2$	1260		
24						q_o	Caudal de lavado por orificio	Q_r / NT	1.66E-04	m ³ /s	
25	d_o	Diámetro de los orificios de drenaje	0.125 a 0.25	0.019	m	CEPIS p.19	A_o	Área de los orificios de drenaje	$\frac{\pi \cdot d_o^2}{4}$	2.84E-04	m ²
26	C_d	Coefficiente de descarga de los orificios	0.65	0.650		CEPIS p.71	h_f''	Pérdida de carga en los orificios de drenaje	$\frac{q_o^2}{2g(C_d \cdot A_o)^2}$	0.041	m
27	H_1	Altura del falso fondo	0.40	m			FFF	Sección transversal del falso fondo	$H_1 \cdot B$	1.2	m ²
28							V_{FFF}	Velocidad en el falso fondo durante el retrolavado	Q_r / FFF	0.174	m/s
29	K	Coefficiente de pérdida de carga en el falso fondo	1.0	1.000		CEPIS p.71	h_{f_1}	Pérdida de carga en el falso fondo durante el lavado	$\frac{K \cdot V_{FFF}^2}{2g}$	1.55E-03	m
30	K_1	Coefficiente de pérdida de carga en la compuerta de salida	1.000				h_{f_4}	Pérdida de carga en la compuerta de salida durante el lavado	$\frac{K_1 \cdot V_c^2}{2g}$	0.100	m
	V_{c2}	Velocidad en la compuerta de salida	1.400	m/s							
31						c	Largo de los filtros	$N_1 \cdot b$	6.300	m	
32						h_{f_3}	Altura de agua sobre las canaletas de recolección	$\left(\frac{1.3Q_r}{1.84 \cdot 2 \cdot N_1 \cdot c} \right)^{3/2}$	0.052	m	
										CEPIS p.73	
33						$h_{f_{av}}$	Pérdidas de carga total durante el lavado	$h_f + h_f' + h_f'' + h_{f_1} + h_{f_4}$	0.601	m	
34						H_v	Altura del vertedero que controla la hidráulica del lavado	$H_1 + h_{f_{av}}$	3.671	m	

Ilustración 9.6 Perfil del filtro con velocidades de entrada y salida indicadas



compra de la grava. La decisión final dependerá de los recursos económicos disponibles. En su caso, el fabricante proporcionará la información técnica necesaria.

9.4.2.4 Dimensiones de la canaleta de recolección de agua de lavado

Las dimensiones de la canaleta de recolección de agua de lavado se especifican del paso 35 al 41 de la pestaña *Filtro*. Las variables que se solicitan en esta sección se pueden identificar en la Ilustración 9.7.

En el paso 40 se calcula el espaciamiento real entre canaletas de lavado y se compara con un espaciamiento recomendado. Si el espaciamiento real no queda dentro del rango recomendado se deberá modificar el número de canaletas para cambiar el espaciamiento entre estas hasta que corresponda a la recomendación presentada.

La “altura del borde de la canaleta relativa al fondo del filtro” (H_c), que se calcula en el paso 41, se puede identificar en la Ilustración 9.9 como la suma de $H_1+H_2+H_3+H_4$

Ilustración 9.7 Dimensiones de la canaleta de recolección de agua de lavado

Dimensiones de la canaleta de recolección de agua de lavado									
35	N_3	Número de canaletas recolectoras de agua de lavado	1		Q_c	Caudal que recolecta cada canaleta	$1.3 \left(\frac{Q_r \cdot 60}{N_3} \right)$	16.331 m ³ /min	CEPIS p.68
36	h_o	Altura útil de las canaletas de lavado	0.60 m		w	Ancho de las canaletas de lavado	$\frac{Q_c}{82.5 \cdot h_o^{3/2}}$	0.426 m	CEPIS p.70
37					H	Altura total de canaletas de lavado más losa de fondo	$1.5 * h_o + 0.1$	1.000 m	CEPIS p.70
38					H_1	Altura del lecho filtrante	$L+L'$	0.800 m	
39					H_4	Distancia del borde de la canaleta de lavado a la superficie del medio filtrante estático	$0.75H_3 + H$	1.350 m	CEPIS p.21 y 70
40					bc	Espaciamiento real entre canaletas (centro a centro)	B/N_3	3.000 m	
						Espaciamiento entre canaletas recomendado	$H_4 - H > 1.5H_4 = 2.025$ $< 2H_4 = 2.700$	2.025 2.700	CEPIS p.21
41	H_2	Altura de las vigas más grava	0.52 m	CEPIS p.19	H_c	Altura total del borde de la canaleta relativa al fondo del filtro	$H_1 + H_2 + H_3 + H_4$	3.070 m	

Ilustración 9.8 Visualización de la hoja cálculo de pérdidas durante el lavado de lecho filtrante

Pérdida de carga durante filtración									
42						En hoja "LechoFiltrante", calcular x_i/di^2 para cada capa de arena y antracita			
43						ν Viscosidad cinemática	$\mu/\rho_s \cdot 10^4$	0.01141	cm^2/s
44	Obtenido de la hoja "LechoFiltrante", de la tabla para arena	$\sum \frac{X_i}{di^2}$	189.755			Hf_1 Factor para calcular la pérdida de carga inicial en la capa de arena en función de la velocidad de filtración (VF)	$\frac{150\nu(1-\epsilon_0)^2}{100g} \frac{1}{\epsilon_0^2} \frac{1}{C\epsilon^2} \sum \frac{X_i}{di^2} \frac{100L}{86400} VF$	8.35E-04	$\text{día}^2 \cdot VF$
45	Obtenido de la hoja "LechoFiltrante", de la tabla para antracita	$\sum \frac{X_i}{di^2}$	76.309			Hf_2 Factor para calcular la pérdida de carga inicial en la capa de antracita en función de la velocidad de filtración	$\frac{150\nu(1-\epsilon_0)^2}{100g} \frac{1}{\epsilon_0^2} \frac{1}{C\epsilon^2} \sum \frac{X_i}{di^2} \frac{100L}{86400} VF$	3.10E-04	$\text{día}^2 \cdot VF$
46						q_0 Caudal por orificio de drenaje durante filtración en función de VF	$\frac{Af}{86400 \cdot NF} VF$	1.7E-07	$\text{m}^3/\text{día}/s \cdot VF$
47						Hf_3 Factor para calcular la pérdida de carga en los orificios del drenaje en función de VF^2	$\frac{q_0^2}{2Cd^2 \cdot A_0 \cdot g} VF^2$	4.45E-08	$\text{día}^2/\text{m} \cdot (VF)^2$
48						VFF Velocidad en el falso fondo en función de VF	$\frac{Af}{86400 \cdot A \cdot FF} VF$	1.81E-04	$\text{día}/s \cdot VF$
49						Hf_4 Factor para calcular la pérdida de carga en el falso fondo durante filtración en función del cuadrado de VF	$\frac{K}{2g} \frac{1}{VFF^2}$	1.67E-09	$\text{día}^2 \cdot VF^2/\text{m}$
50	Vc_1 Velocidad media en la compuerta de entrada		0.600	m/s		A_c Sección de la compuerta de entrada	$\frac{1.3Q}{N \cdot Vc_1}$	0.108	m^2
51	K_1 Coeficiente de pérdida de carga en compuerta de entrada		1.000		CEPIS p.74	Hf_5 Factor para calcular la pérdida de carga en la compuerta de entrada en función de VF^2	$\frac{K_1}{2g \cdot 86400^2} \frac{Af^2}{Ac_1^2} VF^2$	2.05E-07	$\text{día}^2 \cdot VF^2/\text{m}$
52						A_c Sección de la compuerta de salida	$\frac{Qr}{Vc_2}$	0.150	m^2
53						Vc_2 Velocidad media en compuerta de salida	$\frac{1.3Q}{N \cdot Ac_2}$	0.435	m/s
54						Hf_6 Factor para calcular la pérdida de carga en la compuerta de salida en función de VF^2	$\frac{K_2}{2g \cdot 86400^2} \frac{Af^2}{Ac_2^2} VF^2$	1.07E-07	$\text{día}^2/\text{m}$
55	L_2 Longitud de la cresta del vertedor común de salida		1.200	m		Hh Altura de la cresta de agua en el vertedor de salida.	$\left(\frac{Q}{1.84L_2} \right)^{2/3}$	0.234	m
56						HT Pérdida de carga total en filtración	$(Hf_1 + Hf_2)VF + (Hf_3 + Hf_4 + Hf_5 + Hf_6)VF^2 + Hh$		
						F_1 Factor de VF	$Hf_1 + Hf_2$	1.14E-03	día
						F_2 Factor de VF^2	$Hf_3 + Hf_4 + Hf_5 + Hf_6$	3.58E-07	$\text{día}^2/\text{m}$
						Hh Altura de cresta en vertedor	Hh	0.234	m

9.4.2.5 Cálculo de pérdidas durante la filtración

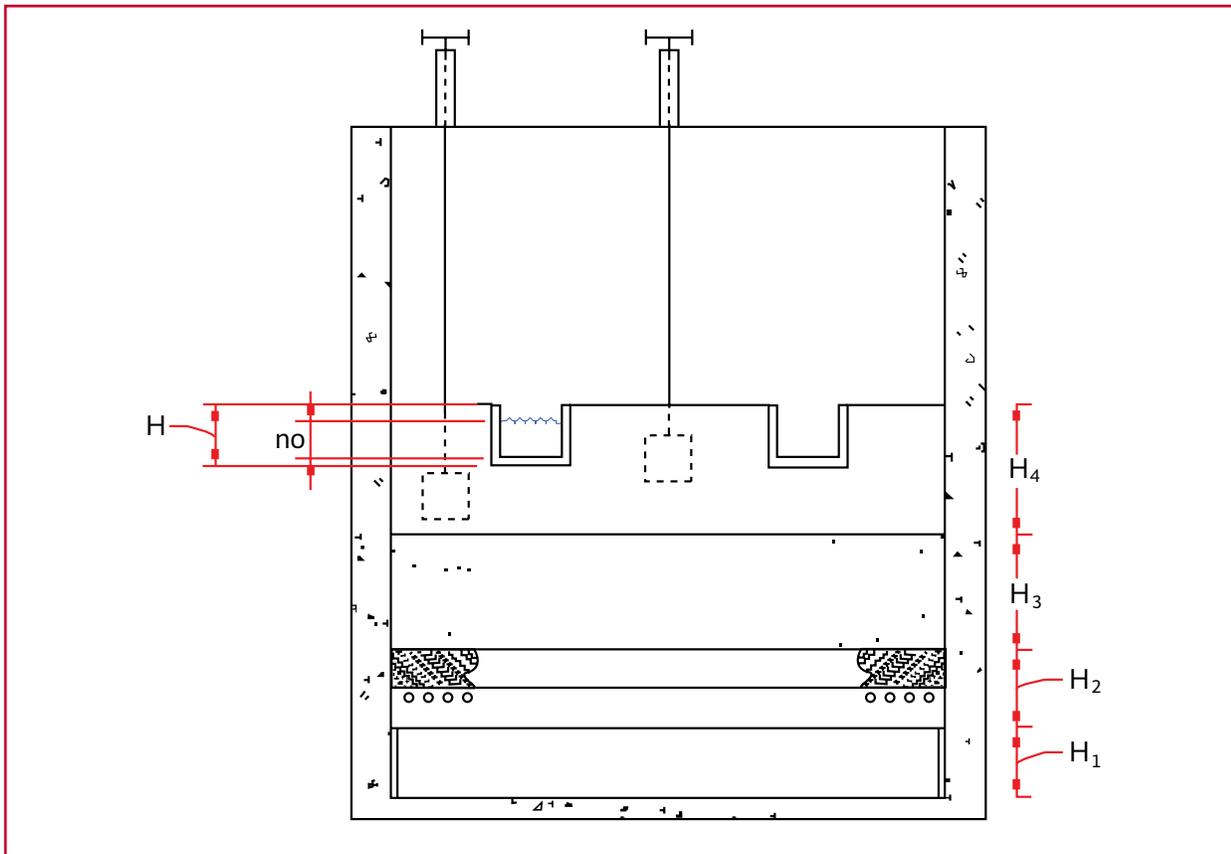
En este paso se calculan los factores de la fórmula para estimar las pérdidas en función de la variable tasa de filtración. Esto se hace así porque en el siguiente paso, que es el cálculo de la "relación de tasas de filtración", se requieren hacer cálculos iterativos de estas pérdidas y resultan más rápidos si ya están calculados todos los factores. En el paso 56 se presentan los factores para calcular las pérdidas en función de la tasa de filtración lineal y al cuadrado.

En la hoja "Lecho Filtrante" que está incluida en el libro "Filtros" se hacen los cálculos de la sumatoria de los diámetros geométricos de los medios filtrantes que se requieren para calcular la caída de presión a través del lecho limpio. No es necesario capturar datos en esta hoja.

9.4.2.6 Cálculo de la relación entre la tasa de filtración máxima y la tasa promedio

El sistema de cálculo supone que los filtros se operarán mediante el sistema de tasa declinante, esto significa que se lavará solamente un

Ilustración 9.9 Perfil de canaletas y lecho filtrante



filtro cada vez que el nivel del agua alcance la altura de la carga de filtración disponible. La hoja está diseñada para realizar el cálculo considerando un máximo de 6 filtros. Si el número de filtros es superior, un programador de Visual Basic® deberá modificar el programa para que funcione adecuadamente.

Si el número de filtros es menor, se deberá capturar el valor 0 en la tasa de filtración de los filtros que no se utilicen, por ejemplo: si se tienen solo 5 filtros, se deberá capturar la tasa del último filtro como 0. Esto es, en la línea 70 el valor de $q_{mín}$ deberá de ser cero.

Para realizar el cálculo, primero se propone una carga de filtración en el paso 57 y posteriormente se da inicio al proceso de cálculo

iterativo presionando el botón “Calcular” del paso 58. Este botón ejecuta un programa que calcula de forma iterativa las tasas de filtración a las que operarían los filtros con el arreglo hidráulico definido en el cálculo de la “caída de presión durante la filtración” y la carga de filtración disponible definida en el paso 57, Ilustración 9.10.

Una vez terminado el cálculo iterativo se tendrá que revisar el coeficiente de distribución (CD) que se calcula en el paso 72. Este deberá ser menor a 1.5 y mayor a 1.3 (Di Bernardo, CEPIS).

La carga hidráulica disponible se suma al nivel del vertedor de salida para determinar el nivel del agua n_2 , que es el nivel del agua justo antes del lavado de un filtro.

Ilustración 9.10 Visualización del cálculo de la relación entre la tasa de filtración máxima y la tasa promedio

Relación entre tasa de filtración máxima y tasa promedio										
57	Hh	Carga hidráulica disponible para filtración (cuando el nivel es n_2)	0.780	m	q_0	Tasa máxima posible con filtros limpios y el nivel del agua en n_2	$Hh = F_1 \cdot q_0 + F_2 \cdot q_0^2 + Hh$	420.965	m/día	-6.0E-04
58	F	Factor de ensuciamiento	Calcular	0.811	q_{max}	Tasa máxima del filtro recién retrolavado.	$F \cdot q_0$	341.39	m/día	
59					h_0	Pérdida de carga por ensuciamiento al final del servicio ($n_2 - n_1$)	$h_0 = Hh - F_1 \cdot q_{max} - F_2 \cdot q_{max}^2 - Hh$	0.113	m	
60					n_1	Diferencia de nivel del agua desde la cresta de la canaleta de descarga hasta el espejo después del retrolavado	$Hh - h_0$	0.667	m	
61					k_1	Factor de ensuciamiento para el filtro 1	h_0 / q_{max}	3.32E-04	día	
62					h_1	Pérdida de carga por ensuciamiento en el filtro 1	$h_1 = k_1 \cdot q_1$	0.091	m	
63					q_1	Tasa del filtro 1	$n_1 - h_1 = F_1 \cdot q_1 + F_2 \cdot q_1^2 + Hh$	274.88	m/día	5.2E-04
64					k_2	Factor de ensuciamiento para el filtro 2	$h_1 + h_2$	7.45E-04	día	
65					h_2	Pérdida de carga por ensuciamiento en el filtro 2	$h_2 = k_2 \cdot q_2$	0.164	m	
66					q_2	Tasa del filtro 2	$n_1 - h_2 = F_1 \cdot q_2 + F_2 \cdot q_2^2 + Hh$	220.15	m/día	8.2E-04
67					k_3	Factor de ensuciamiento para el filtro 3	$h_2 + h_3$	1.26E-03	día	
68					h_3	Pérdida de carga por ensuciamiento en el filtro 3	$h_3 = k_3 \cdot q_3$	0.221	m	
69					q_3	Tasa del filtro 3	$n_1 - h_3 = F_1 \cdot q_3 + F_2 \cdot q_3^2 + Hh$	175.67	m/día	9.8E-04
70					k_4	Factor de ensuciamiento para el filtro 4	$h_3 + h_4$	1.91E-03	día	
71					h_4	Pérdida de carga por ensuciamiento en el filtro 4	$h_4 = k_4 \cdot q_4$	0.267	m	
72					q_4	Tasa del filtro 4	$n_1 - h_4 = F_1 \cdot q_4 + F_2 \cdot q_4^2 + Hh$	139.88	m/día	1.2E-03
73					k_{min}	Factor de ensuciamiento para el filtro de tasa mínima	$h_4 + h_{min}$	2.72E-03	día	
74					h_{min}	Pérdida de carga por ensuciamiento en el filtro de tasa mínima	$h_{min} = k_{min} \cdot q_{min}$	0.000	m	
75					q_{min}	Tasa mínima	$n_1 - h_{min} = F_1 \cdot q_{min} + F_2 \cdot q_{min}^2 + Hh$	0.00	m/día	-4.3E-01
76					q_{prom}	Tasa promedio (debe ser igual a $1/f$)	$q_{min} + q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_{max}$	230.39	m/día	-0.01
77					CD	Coefficiente de distribución	$q_{min} / 1/f$	1.482	1.3 < CD < 1.5	Di Bernardo y CEPIS

Advertencia

El procedimiento de cálculo ejecutado con el botón de la línea 58 asume que el valor de Hh se encuentra en la celda H83. Si se eliminan líneas antes de la 83, el valor de Hh cambiará su posición y el procedimiento no funcionará correctamente. Para corregir este problema es necesario indicarle al programa en qué línea quedó el valor Hh , lo que se puede hacer de siguiente manera:

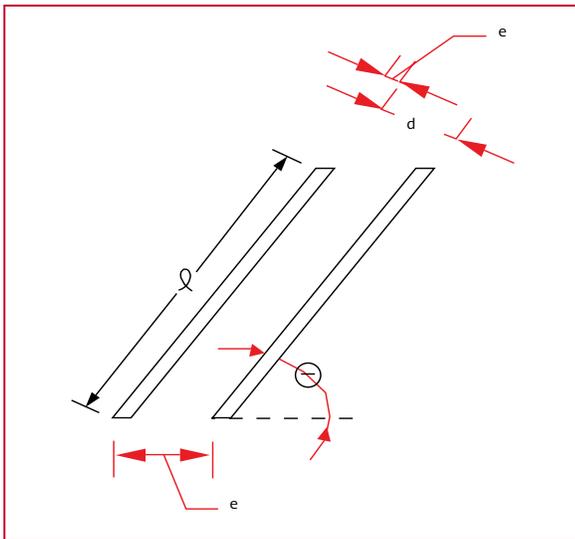
- En el menú principal seleccionar “Herramientas”, “Macro”, “Editor de Visual Basic®”
- En la ventana “Proyecto”, que aparecerá en la esquina superior izquierda, hacer doble

clic en “Hoja1 (Filtro)”. Esto abrirá en la ventana de la derecha el archivo fuente del procedimiento

- En la ventana principal buscar la línea “Const LSS = 83” y modificar el número 83 por el que corresponda a la línea de la hoja de Excel® donde se encuentre el valor Hh
- Cerrar el editor de Visual Basic®

El procedimiento también modifica otros valores de la línea 88 a la 97, por lo que no se deberán insertar o eliminar líneas en ese intervalo a menos que se comprenda bien el funcionamiento del algoritmo y se pueda modificar este también.

Ilustración 9.11 Detalle de las placas paralelas



9.4.3 CÁLCULO DEL SEDIMENTADOR

Siguiendo el sentido contrario al recorrido del agua, el sedimentador es el siguiente elemento por calcular, para lo cual se utiliza el libro “Sedimentador”. En los siguientes subincisos las hojas descritas corresponden a este libro, a menos que se indique a qué otro libro pertenecen. Un factor limitante en el dimensionamiento del sedimentador es el ancho que puede tener cada zona de sedimentación. Como también es el ancho de las placas paralelas, existe un límite después del

Ilustración 9.12 Visualización del cálculo de un sedimentador de placas paralelas

Sedimentador de placas paralelas									
Datos					Resultados				
Var	Descripción	Intervalo	Valor	Unidad Ref.	Var	Descripción	Criterios	Valor	Unidad Ref.
1	e' Separación de las placas en el plano horizontal e Espesor de las placas θ Ángulo de inclinación de las placas		10.000 0.800 60.000°	cm cm °		d Espaciamiento entre las placas	$e' \cdot \text{sen} \theta - e$	7.9	cm
2	l Longitud del módulo de placas		1.200	m		l_u Longitud útil dentro de las placas	$100l - e' \cdot \text{cos} \theta$	115.0	cm
3						L Longitud relativa del módulo de placas	l_u/d	14.631	
4	s Eficiencia del módulo de placas L_i Valor de L considerado en la ecuación de f	1.0-1.36	1.000 11.380	CEPIS1 p.57		f Factor de comparación con la sedimentación sin placas	$\frac{\text{sen} \theta (\text{sen} \theta + L_i \cdot \text{cos} \theta)}{s}$	5.678	CEPIS p.86
5	Q Caudal de diseño del sedimentador V_s Velocidad de sedim. de las partículas		0.125	m ³ /s		V_s Velocidad de sedim. de las partículas	$V_s/3600$	4.1E-04	m/s
	V_o Velocidad de sedim. de las partículas	0.78-1.98	1.480	m/h CEPIS1 p.61		V_o Velocidad media del flujo dentro del módulo	$V_s \cdot f \cdot 100 / \text{sen} \theta$	0.270	cm/s
6	ν Viscosidad cinemática		1.14E-06	m ² /s		N_r Número de Reynolds dentro de las placas	$\frac{V_o \cdot d \cdot 10^{-4}}{2 \cdot \nu}$	92.9	Yao
7	C Constante de Yao	0.035 a 0.058	0.035	Yao		L_c' Longitud de transición de régimen turbulento a laminar.	$C(N_r)/d$	25.5	cm Yao
8						L_i Nueva longitud relativa del módulo	$(l_u - L_c')/d$	11.380	
9						A_s Área superficial efectiva de la unidad.	$Q/(f^2 V_s)$	53.552	m ²
10	B Ancho total neto de la zona de sedimentación		4.880	m		N Número de canales formados por las placas paralelas	$\frac{A_s \cdot \text{sen} \theta}{B \cdot d / 100}$	121	
11						L_T Longitud total del sedimentador	$l \cdot \text{cos} \theta + \frac{N \cdot d + (N+1)e}{100 \cdot \text{sen} \theta}$	12.71	m
12						V_o Velocidad media del flujo	$\frac{Q}{A_s \cdot \text{sen} \theta} \cdot 100$	0.270	cm/s
						La velocidad recomendada es de 10 a 25 cm/min		16.2	cm/min CEPIS1 p.61

cual es más probable que estas se flexionen o fallen (Ilustración 9.11). Por tal motivo, muchas veces es necesario dividir el equipo de sedimentación en submódulos y de esta forma poder obtener un equipo más corto y con forma más cuadrada. Además, el largo del sedimentador también está limitado por la altura que puede tener el canal central de distribución (ver hoja “CanalDeDistribución” del libro “Sedimentador”).

9.4.3.1 Dimensionamiento del sedimentador

Puesto que este elemento contiene una gran cantidad de placas que deberán ser colocadas en forma paralela, es conveniente ajustar el ancho de estos módulos al ancho de las placas o módulos de sedimentación disponibles. En la hoja “SedimTubular” se definen las dimensiones principales de un sedimentador que emplea módulos tubulares, en la hoja “SedimPlacas” se calculan las dimensiones de un sedimentador que emplea placas paralelas. Dependiendo del tipo de equipo a utilizar se utilizará una u otra

hoja. En la Ilustración 9.12 se definen algunas variables importantes utilizadas en esta sección.

9.4.3.2 Colector de agua clarificada

En la hoja “Colector” del libro “Sedimentador” se calcula el colector tubular superior de agua sedimentada. En este cálculo se deberá procurar que el diámetro del tubo colector calculado en el paso 4 corresponda a un diámetro de tubo comercial (Ilustración 9.13).

9.4.3.3 Colector de lodos

Se presentan dos opciones para el cálculo del colector de lodos, una mediante un canal de lodo con sifones extractores en la hoja “CanalLodos” y la otra opción es un tubo colector con tolvas independientes en la hoja “TolvasLodos” (Ilustración 9.14).

9.4.3.4 Canal central de distribución

El cálculo de este canal se realiza en la hoja “CanalDeDistribucion”. En el paso 2 se solicita

Ilustración 9.13 Visualización del cálculo del colector de agua clarificada

Colector de agua clarificada												
N°	Datos					Resultados						
	Var	Descripción	Intervalo	Valor	Unidad	Ref.	Var	Descripción	Criterios	Valor	Unidad	Ref.
1	N_r	Número de tubos propuestos		17			Q_t	Gasto por tubo colector	Q/N_r	0.0037	m ³ /s	
	Q	Caudal en la mitad del sedimentador		0.063	m ³ /s							
2	N_o	Número de orificios por tubo		17			Q_o	Gasto por orificio	$Q_t/N_o * 1000$	0.216	l/s	
3	Y	Tirante del agua sobre orificio	0.05 a 0.10	0.080	m	CEPIS p 66	A_o	Área requerida para cada orificio	$\frac{Q_o / 1000}{\sqrt{2g \cdot Y} \cdot C_d}$	2.88E-04	m ²	
	C_d	Coefficiente de descarga de los orificios		0.600			D_o	Diámetro del orificio	$100 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot A_o}{\pi}}$	1.914	cm	
4	l_c	Longitud del colector		2.440	m		D_r	Diámetro mínimo del tubo	$\frac{100 \cdot Q_t^{3/8} \cdot l_c^{3/8}}{3.815}$	12.3	cm	
5	L_T	Longitud total del sedimentador.		12.71	m		d	Separación entre tubos	$L_T / (N_r + 1)$	0.706	m	
	V_s	Velocidad de sedimentación.		1.48	m/h		V_a	Carga superficial del sedimentador	$f \cdot V_s * 24$	201.7	m/día	
	f	Factor de comparación con la sedimentación sin placas		5.678			h	Altura mínima del colector sobre los módulos	$\frac{d \cdot V_a}{432}$	0.330	m	CEPIS p.70

Ilustración 9.14 Visualización del cálculo del colector de lodos con sifones o con tolvás independientes

Canal de lodos con sifones extractores										
N°	Datos					Resultados				
	Var	Descripción	Intervalo	Valor	Unidad Ref.	Var	Descripción	Criterios	Valor	Unidad Ref.
1	D	Diámetro del tubo de sifón		38.0	mm		Relación L/D	$L/D \cdot 1000$	74.7	
	L	Longitud del tubo de sifón		2.840	m					
2	C_d	Coefficiente de descarga		0.530		q_i	Caudal que se puede extraer por cada sifón	$C_d \frac{\pi(D/1000)^2}{4} \sqrt{2gh}$	0.0058	m^3/s
	h	Carga hidráulica		4.800	m					
	g	Aceleración de la gravedad		9.810	m/s^2					
3	ZI	Tasa de producción de lodo		5.000	ml/l	Q_l	Caudal de lodo producido	$Q \cdot TI / 1000$	0.625	l/s
	Q	Caudal de diseño		125.0	l/s					
4	H_c	Altura del canal o tolvá		1.300	m	V	Volumen de almacenamiento de lodos	$\frac{b+b_2}{2} H_c \cdot N \cdot L$	42.79	m^3
	N	Número de canales de lodos o hileras de tolvás		2						
	b	Ancho mayor		2.440	m	α	Angulo de inclinación de las paredes	$ATAN\left(\frac{2H_c}{b-b_2}, \frac{180}{\pi}\right)$	48.63	°
	b_2	Ancho menor (fondo)		0.150	m					
	L	Longitud del sedimentador		12.709	m					
5					F	Periodo máximo de descarga al canal	$\frac{V}{Q_l \cdot 3.6}$	19.0	h	
6	α	Distancia entre sifones		0.900	m	N_s	Número de sifones	$\frac{2L}{\alpha}$	28	
7	F_d	Frecuencia de descarga ideal		8.000	h	V_d	Volumen producido en el tiempo F_d	$Q_l \cdot F_d \cdot 3.6$	18.0	m^3
8						T	Duración de la descarga	$\frac{V}{Q_l \cdot 60 \cdot N}$	4.4	min

Colector de lodos con tolvás independientes											
N°	Datos					Resultados					
	Var	Descripción	Intervalo	Valor	Unidad Ref.	Var	Descripción	Criterios	Valor	Unidad Ref.	
1	L	Longitud del decantador		12.709	m	l	Longitud de la base mayor de cada tolvá	L/N	2.542	m	
	N	Número de tolvás por hilera		5							
2	b	Ancho de cada hilera del módulo de sedimentación		2.440	m	A	Sección mayor de la tolvá	$b \cdot l$	6.202	m^2	
3	h	Profundidad de las tolvás		1.300	m	α	Angulo de inclinación de las paredes de la tolvá	$ATAN\left(\frac{2h}{l}, \frac{180}{\pi}\right)$	45.6	°	
						V	Capacidad de almacenamiento de lodos en las tolvás	$\frac{1}{3} A \cdot h(2N)$	26.876	m^3	
4	Q_l	Caudal de lodos producidos		0.625	l/s		Periodo de descarga	$\frac{V}{Q_l(86.4)}$	0.50	día	
5	V_a	Velocidad de arrastre		0.100	m/s	d	Diámetro de los orificios de descarga	$\frac{l}{1.162 \sqrt{\frac{H^{0.5}}{V_a}}}$	0.467	m	
	H	Carga hidráulica		4.800	m						
6	R	Relación de velocidades entre el colector y los orificios de descarga		0.420		CEPIS p.93	D	Diámetro del tubo colector	$\frac{d}{R} \sqrt{N}$	1.612	m
7							S_c	Sección del colector	$\pi \frac{D^2}{4}$	0.997	m^2
8	C_d	Coefficiente de descarga		0.650		Q	Caudal de descarga de lodos	$C_d \cdot S_c \cdot \sqrt{2gH}$	6.29	m^3/s	
	g	Aceleración de la gravedad		9.810	m/s^2						
9								Tiempo de vaciado	$\frac{V}{2Q}$	2.14	s

la velocidad del agua en los orificios (V_l), esta velocidad deberá ser tal que el gradiente que produce sea menor que el gradiente de la última canaleta de floculación (Ilustración 9.15).

El gradiente de velocidad en los orificios se calcula en la línea 19. Es conveniente que el diámetro de los orificios, calculado en la línea 5 en

función de V_l , coincida con diámetros de tuberías comerciales. Se debe cuidar que la diferencia entre la velocidad con la que sale el agua del primer orificio y la velocidad en el último no sea mayor de 5 por ciento (paso 16). El cálculo de estas velocidades se auxilia de la hoja “DesviaciónVel” incluida en el libro “Sedimentador”. En esta hoja se presenta el cálculo para el caso

Ilustración 9.15 Visualización del cálculo del canal central de distribución

Canal central de distribución											
Datos					Resultados						
Var	Descripción	Intervalo	Valor	Unidad	Ref.	Var	Descripción	Criterios	Valor	Unidad	Ref.
1	Q Caudal de un decantador en condiciones normales de operación		0.125	m ³ /s		f Factor del flujo para el uso con una unidad fuera de servicio	$z: NMS > 3, f = 1 + 1/(NMS)$			1	
	NMS Número de submódulos para sedimentación		2			Q_c Caudal del canal durante el mantenimiento de una unidad	$f \cdot Q$		0.125	m ³ /s	
2	V Velocidad en los orificios		0.143	m/s		A_t Área total de orificios	Q_c / V		0.874	m ²	
3	a Separación centro a centro entre orificios		0.500	m		N Número de orificios	$2L/a$		50		
4	L Longitud del canal		12.709	m		A_f Área de cada orificio	A_t / N		0.017	m ²	
5						d Diámetro del orificio	$\sqrt{\frac{4A_f}{\pi}}$		0.149	m	
6	B Ancho del canal		1.000	m		A_F Sección en el extremo final del canal	$B \cdot h$		0.6	m ²	
7	h Altura mínima	>0.60	0.600	m		q_o Caudal por orificio	Q_c / N		2.50E-03	m ³ /s	
8						Q_F Caudal que llega al extremo final del canal	$2 \cdot q_o$		5.00E-03	m ³ /s	
9						V_F Velocidad en el extremo final del canal	Q_F / A_F		0.008	m/s	
10	H Altura máxima del canal		2.700	m		A_i Sección inicial del canal	$B \cdot H$		2.700	m ²	
11						V_i Velocidad en el extremo inicial	Q_c / A_i		0.046	m/s	
12	Φ Coeficientes experimentales		1.670		CEPIS p 50	β_o Coeficiente de pérdida de carga total en el primer orificio	$1 + \Phi + \Phi \left[\frac{V_c}{V} \right]^2$		1.875		CEPIS p 50
13	Θ Coeficientes experimentales		0.700		CEPIS p 50	β_n Coeficiente de pérdida de carga en el último orificio	$1 + \Theta + \Theta \left[\frac{V_c}{V} \right]^2$		1.706		CEPIS p 50
14	Obtenido de la hoja "desviacion_vel"		18.58			V_i Velocidad real en el primer orificio	$\frac{Q_c}{\frac{1}{2} \sqrt{\beta_o}} \cdot \frac{1}{A_i \sum \sqrt{\beta}}$		0.140	m/s	
15						V_n Velocidad real en el último orificio	Ver hoja "desviacion_vel"		0.147	m/s	
16						DI % de desviación de velocidad			4.9%	<5%	CEPIS
17	g Aceleración de la gravedad		9.810			h_f Pérdida de carga en el primer orificio	$\beta_o \frac{V_i^2}{2g}$		1.9E-03	m	
18	b Ancho del módulo de sedimentación		2.440	m		V Volumen de influencia considerado	$b(A_i)$		0.043	m ³	
19	γ Peso específico del agua		9801.37	Nw/m ³		G_o Gradiente en los orificios	$\sqrt{\frac{\gamma \cdot h_f \cdot q_o}{\mu \cdot N}}$		31	s ⁻¹	
	μ Viscosidad dinámica		0.001	Nw · s/m ²							

de un canal con 25 pares de orificios, cuando el número de pares sea menor o mayor, se deberán eliminar o copiar líneas según sea el caso. El largo del sedimentador podría estar limitado por este canal. Si no es posible obtener una desviación de velocidad menor a 5 por ciento será necesario dividir el equipo de sedimentación en más módulos que sean más cortos.

9.4.4 CÁLCULO DEL FLOCULADOR

9.4.4.1 Dimensionamiento del floculador

En este caso se utiliza el libro "Floculador", en los siguientes subincisos las hojas descritas corresponden a este libro, a menos que se indique a qué otro libro pertenecen. El cálculo

del primer canal Floculador se determina en el paso 16, éste en adelante los pasos se repiten para calcular los siguientes canales. Los canales se deberán definir el gradiente de velocidad deseado y como resultado el espaciamiento de las mamparas requerido para gradiente. La pérdida de carga en cada uno de los canales n se deberá registrar para construir el perfil hidráulico de la planta (Ilustración 9.16).

En el paso 74 se deberá confirmar que el ancho que está considerando en los canales floculadores corresponde al requerido para el tiempo de residencia especificado en el paso 1. En el paso 72 se deberá observar que el porcentaje de la superficie de las mamparas que se traslapa es mayor a 1/3 del total de la superficie de estas (CEPIS).

Ilustración 9.16 Visualización del cálculo del floculador

Floculador												
N°	Datos					Resultados						
	Var	Descripción	Intervalo	Valor	Unidad	Ref.	Var	Descripción	Criterios	Valor	Unidad	Ref.
1	Q	Caudal		0.125	m ³ /s		V	Volumen total del floculador	$60 \cdot Q \cdot T$	150.00	m ³	
	T	Tiempo total de floculación		20.0	min							
2	L	Longitud de la unidad	3 a 4 m	8.820	m		B	Ancho total de la unidad	$V/(H \cdot L)$	5.002	m	
	H	Profundidad media del agua en el floculador		3.400	m	CEPIS p 7						
3	b	Ancho del primer canal	mayor de 0.6	1.000	m	SARH	t	Tiempo de retención del primer canal	$\frac{H \cdot b \cdot L}{Q \cdot 60}$	4.00	min	
4	G	Gradiente de velocidad en el primer tramo		80.0	s ⁻¹		m^*	Número de compartimentos entre pantallas	$.045 \sqrt{\left(\frac{b \cdot L \cdot G}{Q}\right)^2 \cdot t}$	23		Richter CEPIS p.11
5	e	Espesor de las pantallas		0.038	m		m	Corrección por espesor de pantallas	$.045 \sqrt{\left(\frac{b \cdot (L - m \cdot e) \cdot G}{Q}\right)^2 \cdot t}$	21		Ver Nota1
6							a	Espaciamiento entre pantallas	$\frac{L - e(m-1)}{m}$	0.384	m	
7							V_1	Velocidad en los canales	$Q/(a \cdot b)$	0.326	m/s	
8							V_2	Velocidad en los pasajes	$2/3(V_1)$	0.217	m/s	
9							l	Extensión total del primer canal	$60 \cdot V_1 \cdot t$	78.133	m	
10							R_c	Radio hidráulico del compartimento entre pantallas	$\frac{a \cdot b}{2(a+b)}$	0.139	m	
11	n	Coefficiente de rugosidad para la fórmula de Manning		0.013	seg/m ^{1/2}		h_1	Pérdida de carga continua en los canales	$\left[\frac{nV_1}{R_c^{2/3}}\right]^2 \cdot l$	0.020	m	
12							h_2	Pérdida de carga en las vueltas	$\frac{(m+1)V_1^2 + mV_2^2}{2g}$	0.169	m	
13							h_{t1}	Pérdida de carga total en el primer tramo	$h_1 + h_2$	0.189	m	
14							V_t	Volumen del tramo	$H \cdot b \cdot L - e(m-1)$	29.23	m ³	
15	γ	Peso específico del agua		9801.37	Nw/m ³		G_1	Comprobación del gradiente de velocidad total en el primer canal.	$\sqrt{\frac{\gamma \cdot h_{t1} \cdot Q}{\mu \cdot V_t}}$	83.4	s ⁻¹	
	μ	Viscosidad del agua		0.001	Nw · s/m ²							
16							G_2	Comprobación del gradiente de velocidad en el canal	$n \sqrt{\frac{V_1^{1.48}}{R_c^{4.75}}}$	26.4	s ⁻¹	

9.4.4.2 Canal de conducción de agua floculada

El agua floculada se debe conducir al sedimentador sin romper los flóculos formados en el floculador. Por lo tanto, en el canal de conducción de agua floculada el gradiente no deberá ser mayor al gradiente menor del proceso de floculación. En la hoja “CanalAguaFloc” del libro “Floculador” se calcula este canal de conducción (Ilustración 9.17). Esta hoja hace referencia al ancho del canal central de distribución, que se captura en el libro “Sedimentador”. Si no se ha seguido el orden propuesto aquí, donde se recomienda calcular primero el sedimentador, se deberá regresar a la hoja “Canal Agua Floc” cuando se calcule el sedimentador para comprobar que el

área de la compuerta de entrada al sedimentador no exceda el área disponible para su colocación. En la hoja “DesviaciónVel” se hace un cálculo auxiliar para estimar la desviación de velocidades entre la primera entrada y la última entrada a los sedimentadores (esta estimación es especialmente útil cuando son más de dos entradas). En esta hoja se presenta el cálculo para el caso de un canal con 2 salidas de los floculadores, cuando el número de salidas sea mayor se deberán copiar líneas para que exista una para cada salida.

9.4.5 CÁLCULO DEL DISPOSITIVO DE MEZCLA RÁPIDA

El siguiente elemento por calcular es el dispositivo de mezcla rápida. Para hacer esto se

Ilustración 9.17 Visualización del cálculo del canal de conducción de agua floculada

Canal de conducción de agua floculada												
Datos						Resultados						
Nº	Var	Descripción	Intervalo	Valor	Unidad	Ref.	Var	Descripción	Criterios	Valor	Unidad	Ref.
1	Q	Caudal		0.250	m³/s		q	Caudal de ingreso a cada sedimentador	Q/N	0.125	m³/s	
	N	Número de módulos de sedimentación		2.00								
2	H	Altura del canal	>0.6	3.500	m		A _F	Sección final del canal	B*H	2.100	m²	
	B	Ancho mínimo		0.600	m							
3							V _{cf}	Velocidad en la sección final del canal	q/A _F	0.060	m/s	
4							A _{tp}	Sección inicial propuesta para el canal	Q/V _{cf}	4.200	m²	
5							B _{tp}	Ancho inicial propuesto para el canal	A _{tp} /H	1.2	m	
6	B _i	Ancho máximo inicial del canal		1.200	m		A _i	Sección inicial del canal	H(B _i)	4.20		
7	B _c	Ancho del canal central de distribución		1.000	m/s		AL	Área útil de la entrada al canal central de distribución	H _c *B _c	2.700	m²	
	H _c	Altura inicial del canal central de distribución		2.700	m		V _L	Velocidad en la entrada	q/AL	0.046	m/s	
8							V _c	Velocidad en la sección inicial del canal	Q/A _i	0.06	m/s	
9	Θ	Coefficientes exponenciales		0.700	CEPIS p 50		β	Coefficiente de pérdida de carga en los orificios de la primer entrada	1+Θ+β[V _c ⁻²]	4.461		CEPIS p 50
	φ			1.670								
10		De la hoja "desviacion_vel" $\sum \frac{1}{\beta}$		0.947			V _{L1}	Velocidad real en la primer entrada	$\frac{Q \sqrt{\frac{1}{\beta}}}{AL \sum \frac{1}{\beta}}$	0.046	m/s	
11							V _{L_n}	Velocidad real en la última entrada	De la hoja "desviacion_vel"	0.046	m/s	
12							DV	% de desviación de velocidad	100(V _{L1} /V _{L_n} -1)	0%		
13	g	Aceleración de la gravedad		9.810			h _f	Pérdida de carga en las entradas	$\beta \frac{VL^2}{2g}$	4.87E-04	m	
14							V _i	Volumen de influencia considerado	(0.8)AL	2.160	m³	
15	γ	Peso específico del agua		9801.37	Nw/m³		G _c	Gradiente en la entrada		16	e ⁻¹	

utiliza el libro “Mezcla Rápida”, el cual contiene siete hojas. La primera se llama “Parshall” y es donde se calcula este canal de medición, las siguientes tres hojas, “Tabla5”, “Tabla7” y “Figura Parshall”, contienen la información base de la hoja “Parshall” y no es necesario capturar datos en ellas (Ilustración 9.18). La quinta hoja se llama “Canal Conducción” y en ella se calcula el canal de conducción de agua del Parshall al floculador. Existen otras dos hojas que sirven para calcular dispositivos de mezcla rápida diferentes al canal Parshall, estas son “Vertedor Rectangular” donde se puede calcular un vertedor rectangular que puede funcionar para medición del flujo y mezcla rápida, y la hoja “Cambio Pendiente” donde se puede calcular un canal rectangular con cambio de pendiente, ambas forman parte de este libro. El Parshall puede ser reemplazado por un

vertedor rectangular especialmente diseñado para provocar una mezcla rápida apropiada, como se indica en el *Manual V, Tomo I* (1992) del CEPIS, p. 63, y el cual puede ser calculado con la hoja “Vertedor Rectangular” o se puede reemplazar por un canal rectangular con cambio de pendiente, como se muestra en la p. 52 del mismo documento. Esta última alternativa no incluye medición y se puede calcular utilizando la hoja “Cambio Pendiente”.

9.4.6 CÁLCULO DEL EQUIPO DE CLORACIÓN

En el libro “Cloración” se calcula el equipo requerido para el proceso de desinfección mediante la dosificación de cloro gas. En los pasos 1 al 11 se define el clorador requerido, la capacidad de los cilindros de cloro empleados y el número

Ilustración 9.18 Visualización del cálculo del Parshall

Parshall												
Datos						Resultados						
Nº	Var	Descripción	Intervalo	Valor	Unidad	Referencia	Var	Descripción	Criterios	Valor	Unidad	Referencia
1	Q	Caudal del módulo.		0.250	m³/s			Fórmula empleada	ver hoja "Tabla7"	2		
	W	Ancho de garganta		0.305	m							
	m	Factor		0.654								
	S	Exponente		1.476								
2	D	Ancho a la entrada del Parshall		0.845	m		D'	Ancho del canal en la sección de medición	$(2/3)(D-W)+W$	0.665	m	
3	P	Ancho del canal de conducción al Parshall		1.490	m		V _o	Velocidad en la sección de medición	$Q / (D' - Ho)$	0.722	m/s	
4							q	Caudal específico en la garganta	Q / W	0.82	m³/s/m	
5	g	Aceleración de la gravedad		9.810	m/s²		E _o	Carga hidráulica disponible	$\frac{V_o^2}{2g} + H_o + N$	0.777	m	CEPIS p.60
	N	Desnivel en la garganta		0.229	m							
6							θ	Solución de la ecuación: $E_o = \frac{V_1^2}{2g} + \frac{q}{V_1}$	$\cos \beta = \frac{-g(q)}{\left(\frac{2}{3}gE_o\right)^{1/2}}$	-0.70 134.64	grados	CEPIS p.60
7							V ₁	Velocidad antes del salto hidráulico	$2\sqrt{\frac{2}{3}gE_o \cos \beta}$	3.194	m/s	CEPIS p.60
8							E'	Cálculo de la carga hidráulica disponible para comprobar el resultado	$E' = \frac{V_1^2}{2g} + \frac{q}{V_1}$	0.777	m	
9							Hb	Altura del agua antes del salto	q / V_1	0.257	m	
10							F ₁	Número de Froude	$\frac{V_1}{\sqrt{gHb}}$	2.013		entre 2 y 3 CEPIS p.50
11							h ₂	Altura del salto hidráulico	$\frac{Hb}{2} (\sqrt{1+8F_1^2} - 1)$	0.613	m	CEPIS p.61
12							V ₂	Velocidad en el salto	$\frac{Q}{W \cdot h_2}$	1.336	m/s	
13	K	Desnivel K		0.076	m		h ₃	Altura en la sección de salida de la canaleta	$h_2 - (N - K)$	0.460	m	
14	C	Ancho a la salida del Parshall		0.610	m		V ₃	Velocidad en la salida	$\frac{Q}{C \cdot h_2}$	0.890	m/s	
15							h ₂	Pérdida de carga por el salto	$H_o + K - h_3$	0.137	m	
16	G	Longitud de transición en la salida		0.915	m	CEPIS p.	T	Tiempo de retención	$2G$	0.822	s	CEPIS p.61

Ilustración 9.19 Visualización del cálculo del equipo de cloración

Cloración												
Datos						Resultados						
Nº	Var	Descripción	Intervalo	Valor	Unidad	Referencia	Var	Descripción	Criterios	Valor	Unidad	Referencia
1	Q	Gasto de diseño		0.250	m³/s		Cl _{2m}	Cantidad de cloro, sist. métrico	$86400 * Q * D$	172.8	kg/día	
	D	Dosis óptima de diseño		0.008	kg/m³	laboratorio	Cl _{2i}	Cantidad de cloro, sist. inglés	$190479 * Q * D$	381.0	lb/día	
2	F _s	Factor de seguridad		1.200			CC _{3r}	Capacidad de cloración	$FS * Cl_{2m}$	207	kg/día	
									$FS * Cl_{2i}$	457	lb/día	
3	C _{cc}	Capacidad del clorador comercial		227	kg/día		N _c	Número de cloradores	$CC_{3m} / C_{cc} + R$	2.0	pza	
	R	Cloradores de reserva		1.0	pza							
4		Método de aplicación		SOLUCIÓN CLORADA.								
5		Método de control		MANUAL								
6	V _d	Velocidad máxima de descarga del gas en un cilindro.		192.0	kg/día		N _{c1}	Número de cilindros en uso	Cl_{2m} / V_d	1.0	cilindro	
7	C _a	Capacidad del cilindro		908.0	kg		t _o	Tiempo de duración de cilindros	$\frac{0.9 * C_a * N_{c1}}{Cl_{2m}}$	4.7	días	
8	T _r	Tiempo de reserva		8.0	días		N _{c1r}	Número de cilindros de reserva	$\frac{Cl_{2m} * T_r}{0.9 * C_a}$	2.0	cilindro	
9							Cl _{2r}	Cantidad de cloro en reserva	$0.9 * N_{c1r} * C_a$	1.634	kg	
10							N _t	Número total de cilindros	$N_{c1} + N_{c1r}$	3.0	cilindro	
11							N _{c2}	Número de cilindros en tránsito	$N_{c2} = N_{c1} / 3$	1.0	cilindro	SARH

de cilindros requeridos, como se muestra en la Ilustración 9.19. En el paso 6 se deberá definir el flujo máximo de cloro gas que el cilindro puede suministrar sin que el cloro se condense (al pasar de un estado líquido a alta presión a estado gaseoso y presión inferior, el gas se enfría, si se

enfría demasiado puede condensarse y volver al estado líquido). Este flujo depende del tamaño del cilindro principalmente y, en menor medida, de la temperatura ambiente media a la que este se encuentre. Del paso 12 al 23 se selecciona el tipo de inyector adecuado, como se muestra en

Ilustración 9.20 Visualización del cálculo del inyector y pérdidas de carga del inyector al punto de aplicación

Selección del inyector y Pérdidas de carga del inyector al punto de aplicación						
12	D_{pr} ε	Diámetro de la tubería Rugosidad de la tubería	0.032 m 0.0015 mm	Para PVC	ε Rugosidad relativa	$\varepsilon / (D_{pr} * 1000)$ 4.72E-05
13				A_{pr}	Área de la tubería	$\frac{\pi * D_{pr}^2}{4}$ 7.94E-04 m ²
14				V_{pr}	Velocidad del agua en la tubería	$(Gb / 1000) / A_{pr}$ 1.251 m/s
15	ν	Viscosidad cinemática	1.1E-06 m ² /s		Re Número de Reynolds	$\frac{V_{pr} * D_{pr}}{\nu}$ 34,874
16				f	Coefficiente de fricción para la fórmula de Darcy-Weisbach	Depende del número de Reynolds y de la rugosidad relativa 0.0228
17	C_{pr} g	Longitud de la tubería Aceleración de la gravedad	50.00 m 9.81 m/s ²		$H_{f_{pr1}}$	Pérdidas por fricción en la tubería $f \frac{C_{pr} V_{pr}^2}{D_{pr} * 2g}$ 2.861 m
18	N_c K_2	Número de codos Coeficiente de pérdidas por codo	8.0 0.66	CRANE	$H_{f_{pr2}}$	Pérdidas por codos $N_c * K_2 \frac{V_{pr}^2}{2g}$ 0.421 m
19	N_v K_3	Número de válvulas de bola Coeficiente de pérdidas en válvula	2.0 0.07	CRANE	$H_{f_{pr3}}$	Pérdidas por válvula de compuerta $N_v * K_3 \frac{V_{pr}^2}{2g}$ 0.011 m
20	E_a E_b	Elev. del punto de aplicación Elev. del eje del inyector	10.870 m 10.740 m		D_1	Desnivel desde el inyector al punto de aplicación $D_1 = E_a - E_b$ 0.130 m
21					$H_{f_{pr1}}$	Suma de pérdidas $H_{f_{pr1}} + H_{f_{pr2}} + H_{f_{pr3}} + D_1$ 3.423 mca
22	F_p	Factor de seguridad para aumentar la presión	1.10		B_{P_m} B_{P_i}	Contrapresión en mca en psi $F_p * H_{f_{pr1}}$ $F_p * H_{f_{pr1}} * 1.42233$ 3.766 mca 5.36 lb/plg ²
23	C_{l21} B_{pt}	Cantidad de cloro que se suministra Contrapresión	381.0 lb/día < B_{l1} 5.4 lb/plg ²			
	B_l	Tipo de inyector: Garganta fija de 1". Modelo 242-K Contrapresión permitida en este inyector	> B_{pt} 10.0 lb/plg ²	W&T		
	G_o	Gasto requerido por este inyector	15.0 gpm	W&T		
	P_o	Presión de operación del inyector	80.0 lb/plg ²	W&T		

la Ilustración 9.20. Este proceso es iterativo, y se deberá iniciar definiendo, en el paso 23, el flujo que el inyector demanda (G_0); con este flujo y la definición de la línea de conducción del inyector al punto de aplicación que se hace del punto 12 al 22 se calcula la contrapresión que se tendrá a la salida del inyector. Este número no deberá ser mayor a la contrapresión permitida por el inyector seleccionado (B_i). En los pasos 24 a 48 se calculan las pérdidas por fricción desde el punto de toma del agua hasta el inyector, con lo que es posible seleccionar la bomba ayuda requerida.

9.4.7 CÁLCULO DEL EQUIPO PARA DOSIFICACIÓN DE PRODUCTOS QUÍMICOS

En el libro “Productos Quím”, que contiene solo una hoja, se calculan las dimensiones de los tanques donde se preparan las mezclas de sulfato de aluminio y polímero, además se definen los flujos que se requiere dosificar de estas dos mezclas. Con estos flujos se podrán seleccionar los dosificadores de productos químicos (Ilustración 9.21).

9.4.8 CÁLCULO DE LA LÍNEA DE INTERCONEXIÓN DEL SEDIMENTADOR AL FILTRO

En el libro “Interconexiones” se presenta una hoja llamada “Sed-Filtro” donde se calculan las pérdidas por fricción en la línea de conducción de agua del sedimentador al filtro. Esta misma hoja se puede copiar en otras nuevas si es necesario calcular otras líneas de interconexión.

9.4.9 CÁLCULO DEL SOPLADOR PARA EL LAVADO CON AIRE

El libro “Soplador” solo se utilizará cuando el lavado del lecho filtrante sea asistido con aire. En él se calcula la potencia requerida por el soplador y la línea de conducción de aire (Ilustración 9.22). El uso del aire mejora la eficiencia del lavado y disminuye el desperdicio de agua que ocurre en este proceso. Cuando se emplea este sistema se debe utilizar un falso fondo especial que permita el ingreso del aire en una for-

ma uniforme. Jiménez (1995) recomienda tasas de inyección de aire y los modos de lavado (pri-

mero aire y después agua o ambos simultáneos) que se pueden emplear cuando se utiliza aire.

Ilustración 9.21 Visualización del cálculo de consumo de productos químicos y capacidad de equipo dosificador

Dosificación de floculantes												
Datos						Resultados						
Nº	Var	Descripción	Intervalo	Valor	Unidad	Referencia	Var	Descripción	Criterios	Valor	Unidad	Referencia
Sulfato de Aluminio												
1	Q_d D_s	Gasto de diseño Dosis máxima de sulfato puro		0.250 40.0	m ³ /s mg/lit	Prueba de jarras	C_{sp}	Cantidad de sulfato puro requerido	$Q_d * D_s * 86.4$	864	kg/día	
2	P_{cs} d_s	Porcentaje de concentración Densidad de solución		10.0 1,106.5	% kg/m ³		Q_s	Gasto de bombeo de la solución	$\frac{C_{sp}}{P_{cs} / 100 * d_s}$	7.81 85.96	m ³ /día GPH	
3	P_s D_a	Densidad aparente del sulfato Días de almacenamiento		1,210.0 8.0	kg/m ³ días		V_{as}	Volumen de almacenamiento	$\frac{C_{sp} * D_a}{P_s}$	5.71	m ³	
4	l b h	Largo del saco de sulfato de Al Ancho Espesor		0.80 0.50 0.10	m m m		V_{sz}	Volumen por saco de sulfato	$l * b * h$	0.040	m ³	
6	n	Número de sacos a lo alto		6.0	sacos		N_s H_e	Número de sacos por estibar Altura de estiba	V_{as} / V_{sz} $n * h$	143.0 0.6	sacos m	
7							B_e T_s	Número de sacos base Duración de una mezcla	N_s / n $24 * K_s / C_{sp}$	24.0 12.50	sacos hr	
8	K_s	Cantidad de sulfato por mezcla		450.0	kg		V_{zs}	Volumen del tanque de mezclado	$Q_s * T_s / 24$	4.07	m ³	
10	a L	Ancho del tanque de mezclado Largo		2.00 2.00	m m		q_s	Tirante de agua en el tanque	$V_{zs} / (a * L)$	1.02	m	
Polímero												
11	D_c	Dosis máxima de polímero		0.500	mg/lit	Prueba de jarras	C_{pp}	Cantidad de producto puro requerido	$86.4 * Q_d * D_c$	10.80	kg/día	
12	G_p	Grado de pureza del producto		75.0	%		C_{pc}	Cantidad del producto comercial requerido	$C_{pp} / (G_p / 100)$	14.40	kg/día	
13	P_{cp} d_p	Porcentaje de concentración Densidad de solución		10.00 1,010.0	% kg/m ³		Q_{pp}	Gasto de bombeo de solución	$C_{pp} / (P_{cp} / 100 * d_p)$	0.11 1.2	m ³ /día GPH	
14	P_p	Densidad aparente del polímero		1,100.0	kg/m ³		V_{ap}	Volumen de almacenamiento	$C_{pc} / P_p * D_a$	0.105	m ³	
15	V_t	Volumen del tambo de polímero		0.2	m ³		N_p	Número de tambos almacenados requeridos	V_{ap} / V_t	1.0	tambo	
16	K_p	Cantidad de producto por mezcla		32.0	kg		T_p	Duración de una mezcla	$24 * K_p / C_{pc}$	53.3	hr	
17							V_{pp}	Volumen del tambo de mezclado	$Q_{pp} * T_p / 24$	0.238	m ³	
18	D_t	Diámetro de la base del tambo de mezclado		0.6	m		A_t	Área de la base	$\pi * D_t^2 / 4$	0.283	m ²	

Ilustración 9.22 Visualización del cálculo del soplador de aire para el lavado de filtros

Selección del soplador de aire para el lavado de filtros												
Datos						Resultados						
Nº	Var	Descripción	Intervalo	Valor	Unidad	Ref.	Var	Descripción	Criterios	Valor	Unidad	Ref.
1	A_f T_a	Área del filtro Tasa de aire que se empleará durante el lavado	15 a 90	18.750 30.0	m ² m ³ /m ² /h	Jiménez p.75 y 76	Q_{am}	Cantidad de aire empleado	$A_f * T_a$	562.50	m ³ /h	
2	A_{snm}	Altitud de la instalación en msnm		500	m		P_a	Presión atmosférica	$((44332 - A_{snm}) / 11881) * 5.256 / 10.13$	94.24	kPa	
3	P_f	Presión vencer por descarga a filtro		3.671	m		P_b	Presión total a vencer al final de la tubería	$P_a + P_f * 9.7968$	130.20	kPa	
4	L_m D	Longitud de tubería recta Diámetro de tubería		50.000 0.152	m m		L_{ec} L_{et}	Longitud equivalente para los codos Longitud equivalente para las tees	$0.3048 * N_c * \frac{300 * D}{1 + 142 * D}$ $0.3048 * N_t * \frac{449 * D}{1 + 142 * D}$	11.693 2.763	m m	
	N_c N_t	Número de codos Número de tees		19 3			L_t	Longitud total	$L_m + L_{ec} + L_{et}$	64.456	m	
5							f	Factor de fricción	$0.057 * \frac{D^{0.25}}{Q_{am}^{0.148}}$	0.021		
6	t	Temperatura media del aire		20.0	°C		T_a	Temperatura absoluta media del aire	$t + 273.15$	293.2	K	
7							h_f	Caída de presión en tubería y piezas especiales	$\frac{f * L_t * T_a * Q_{am}^2}{4,00169 * P_b * D^5}$	3.019	kPa	SARH
8							P_r	Presión requerida en el soplador	$P_b + h_f$	133.22	kPa	
9							P_t	Potencia teórica	$0.13 * Q_{am} * \left[\left(\frac{P_r}{P_a} \right)^{0.25} - 1 \right]$	7.50	hp	SARH
10							P_r	Potencia real	$1.25 * P_t$	9.37	hp	
11		Potencia de equipo comercial		10	hp							

10

EJEMPLO DE CÁLCULO DE UNA POTABILIZADORA DE AGUA SUPERFICIAL DE 250 L/S DE CAPACIDAD UTILIZANDO LAS HOJAS DE CÁLCULO

10.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe paso a paso un ejemplo del proceso desarrollado para dimensionar una potabilizadora de tipo convencional utilizando las hojas de cálculo de las que se incluyen sus archivos. Las hojas de cálculo están divididas y numeradas por líneas. A cada hoja corresponde un apartado en este capítulo, y dentro de ese apartado la numeración de los comentarios corresponde al número de línea al que va dirigido. Para lograr una comprensión adecuada de este documento la lectura de los comentarios que aquí se presentan se debe realizar al mismo tiempo que se utilizan las hojas de cálculo.

10.2 ANÁLISIS PRELIMINARES

10.2.1 CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO

De acuerdo al libro *Datos básicos para proyectos de agua potable y alcantarillado* de MAPAS, para la predicción de la demanda se debe considerar lo siguiente:

La proyección del volumen doméstico total se realiza multiplicando los valores de las proyecciones de población de cada clase socioeconómica (de ser el caso), por sus correspondientes consumos per cápita para cada año, dentro del horizonte de proyecto. El número de tomas es acorde al crecimiento determinado por CONAPO para la población, lo cual puede hacerse también considerando un incremento en la cobertura de agua potable.

Para la proyección de la demanda no doméstica, se deberá analizar el crecimiento de tomas de los últimos años por cada tipo de usuario, siendo un análisis útil su comparación con el crecimiento doméstico, ya que en muchos casos existe una correlación entre el crecimiento de la población con los otros tipos de usuarios. Lo anterior se puede analizar revisando la proporción anual de cada tipo de toma no doméstica entre el número de tomas domésticas en un periodo de preferencia no menor a 5 años para determinar si existe un comportamiento relacionado.

Cuando las demandas comercial, industrial y turística sean poco significativas con relación a

la demanda doméstica, y no existan proyectos de desarrollo para estos sectores, las primeras podrían incluirse en la demanda doméstica

Por lo que se refiere a las pérdidas físicas de agua, lo más recomendable es realizar un estudio de fugas, el cual debe incluir trabajos de campo. Lo más común es partir con la relación entre los valores de la facturación dividido entre la producción de agua potable, aunque este factor también abarca todo lo referente al agua no contabilizada, como puede ser errores de macro y micro medición y tomas clandestinas..

Dotación

La dotación media de la localidad se obtiene a partir de los consumos registrados por el Organismo Operador o de un estudio de demandas, dividiendo el consumo total, que incluye servicio doméstico, comercial, industrial y de servicios públicos, más las pérdidas físicas de agua, entre el número de habitantes de la localidad. Cabe hacer la aclaración que para el diseño de los elementos de un sistema de agua potable, se calculará la dotación particular que le corresponde a cada zona, pudiéndose considerar el análisis del número de tomas (habitacional: alta, media o baja; comercial o industrial).

Para fijar la dotación de un proyecto de una nueva fuente es necesario realizar todo el análisis ya señalado para la proyección de consumos y pérdidas en un horizonte de al menos 20 años de operación, ya que para este tipo de proyectos ya no es válido partir de una dotación constante. Por otro lado, para el diseño de redes se puede realizar el análisis de la situación actual y tomarla como referencia para la dotación de proyecto, pero también considerando una optimización hacia el uso sustentable del agua.

Para efectos de diseño de la red de distribución, la dotación deberá corresponder únicamente al valor obtenido de dividir la demanda doméstica, más la comercial, entre el número de habitantes de cada zona, y las demandas industriales y de servicios públicos se asignarán de manera concentrada en cada tramo de la red, conforme estén conectadas y dependiendo del volumen diario demandado. Esto implica que estas últimas demandas (en m³/día) deberán convertirse en cada caso a unidades de litros por segundo.

Cuando el análisis se realiza para una red de distribución existente, preferentemente se debe utilizar información de usuarios por tipo de toma y sus respectivos consumos; la obtención del consumo se realiza a través de un análisis de los consumos del organismo operador considerando las tomas con medición y sin tandeo, ya que representa el agua que la población está dispuesta a consumir a la tarifa actual. Este valor se puede extrapolar con motivos de diseño al resto de las tomas para determinar el consumo que se demanda en el sistema. De no ser el caso, se puede proceder a analizar consumos de una ciudad similar en clima y nivel tarifario y aplicar la información del padrón del organismo operador sobre el número de tomas.

En caso de que no se cuente con esta información, la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) a través del Centro de Investigación y Docencia Económicas (CIDE), desarrolló en el 2011 un estudio de sobre consumos de agua potable en zonas urbanas denominado “Estimación de los factores y funciones de la demanda de agua potable en el sector doméstico en México” en localidades mayores de 20 000 habitantes para determinar cuáles son los factores que infieren en la determinación del consumo de agua potable y sus variaciones

de acuerdo al clima, del cual se puede utilizar los datos de la Tabla 10.1 y Tabla 10.2.

Primero se debe identificar el tipo de clima de la localidad donde se requiere la planta potabilizadora. El clima de la localidad se define en función de la temperatura media anual, como aparece en la Tabla 10.1. Para definir el valor de la temperatura se puede consultar la página de Internet del Servicio Meteorológico Nacional de la CONAGUA (<http://smn.cna.gob.mx/>). Ya identificado el tipo de clima se procede a utilizar la Tabla 10.1 para conocer el consumo doméstico per cápita dependiendo de la clase socioeconómica. Finalmente, el consumo doméstico se calcula multiplicando los datos de consumo per cápita, por el número de habitantes de cada clase socioeconómica, en caso de no tener el número de habitantes por clase socioeconómica, se puede considerar la población en su conjunto para tener una aproximación.

Con lo anterior se puede estimar el volumen de agua requerido para los usos domésticos y la capacidad de una planta potabilizadora (basada en el caudal medio diario) de la siguiente forma:

Ejemplo: determinar la Capacidad de la Planta Potabilizadora de la Localidad “A”, con los siguientes datos:

- Temperatura media anual: mayor que 22 °C, en la Tabla 10.1 corresponderá a un clima cálido Subhúmedo
- Tipo de clase socioeconómica: Media
- Consumo por clase socioeconómica: 203 L/(Hab d)
- Proyección de crecimiento poblacional al 2030: 93 915 habitantes

Caudal estimado para el 2030:

$$Q_{\text{medio diario}} = \frac{\left(203 \frac{L}{\text{hab d}}\right)(93\,915 \text{ hab})}{86\,400 \text{ s}} = 220.65 \frac{L}{s}$$

Tabla 10.1 Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante

Clima	Consumo L/(hab d)			Subtotal por Clima
	Bajo	Medio	Alto	
Cálido Húmedo	198	206	243	201
Cálido Subhúmedo	175	203	217	191
Seco o Muy Seco	184	191	202	190
Templado o Frío	140	142	145	142

Tabla 10.2 Promedio del consumo de agua potable estimado según nivel socioeconómico* y clima

Clima	Nivel Socioeconómico		
	Bajo	Medio	Alto
	m³/mes		
Cálido Húmedo	24	25	28
Cálido Subhúmedo	20	23	26
Seco o Muy Seco	22	22	22
Templado o Frío	15	16	14

(*). Los niveles socioeconómicos están determinados con base en una clasificación de las viviendas por Área Geoestadística Básica (AGEB).

Para el clima de cada localidad se utilizó el Sistema de Clasificación Climática de Köppen

Fuente: Encuesta sobre el consumo de agua potable en los hogares (CIDE).

Como se puede observar, para la Localidad “A” en el 2030 se estima que se requerirá un caudal del orden de los 220 L/s.

En caso de que ya exista una o más potabilizadoras trabajando en condiciones óptimas, considerar el caudal que actualmente abastecen y restárselo al calculado, y únicamente habrá que construir una nueva planta para cubrir el déficit.

Para mayor detalle consultar el libro de *Datos básicos para proyectos de agua potable y alcantarrillado* de MAPAS.

10.2.2 CONSIDERACIONES GENERALES DEL DISEÑO

De acuerdo con Romero (2006) el objetivo básico del diseño de una planta de potabilización es integrar de la manera más económica, las etapas de tratamiento para que cuando sea operada adecuadamente, pueda proveer sin interrupción el caudal de diseño y satisfacer los requerimientos de calidad del agua potable. Por lo tanto, la planta de potabilización debe tener máxima confiabilidad y flexibilidad, mínima operación y mantenimiento, y solamente los controles e instrumentación indispensables.

Las condiciones locales predominantes determinan el diseño la planta de tratamiento. En general se recomienda tener en cuenta los siguientes criterios de diseño:

- No existe un problema típico de diseño de una planta de potabilización. En la práctica los proyectos varían desde una pequeña adición a un sistema existente hasta el diseño de un sistema completo

- Aunque la planta de tratamiento desempeña, en muchos casos, el papel primordial en el mejoramiento de la calidad del agua, en el diseño debe considerarse además la fuente y el sistema de distribución, si se quiere lograr la “producción económica” de agua de buena calidad
- El ingeniero diseñador debe familiarizarse con todas las normas, leyes y requerimientos oficiales aplicables al proyecto
- El tipo de tratamiento depende de la calidad de la fuente de suministro y de la calidad deseada en el agua producida. Por lo tanto, una información adecuada sobre la fuente es prerrequisito del diseño. Esto supone un análisis completo del agua cruda y, cuando la fuente no es de características uniformes, el conocimiento de las variables de sus características y una evaluación de los cambios posibles de la calidad de la fuente durante la vida útil de la planta
- Cuando no existe información suficiente sobre la calidad de la fuente, además de un programa de muestras y análisis, debe recogerse información proveniente de plantas en operación de fuentes semejantes en el área
- En fuentes superficiales, la captación debe localizarse de tal forma que provea una adecuada protección contra cualquier fuente de contaminación. En embalses profundos, las captaciones con tomas múltiples, a varias profundidades, ofrecen flexibilidad en la selección del agua y en la calidad de la misma en diferentes condiciones. En fuentes sub-

terráneas la profundidad y localización de los pozos son condicionadas por la adecuada protección de los mismos contra fuentes de contaminación y por la obtención de agua de calidad favorable

- La capacidad nominal de diseño de una planta es generalmente mayor que la demanda máxima diaria proyectada para el periodo de diseño
- En la selección del periodo de diseño de los componentes de la planta se debe tener en cuenta la vida útil de la estructura y el equipo, la facilidad de expansión, la tasa de crecimiento del área de servicio, la tasa de interés sobre los préstamos, los cambios del poder adquisitivo de la moneda durante el periodo de la deuda y la operación de las estructuras y los equipos durante los años iniciales. En general, se proveen desde el principio aquellas estructuras que no pueden construirse económicamente por etapas, ejemplo edificios y estaciones de bombeo
- Es necesario que la planta de potabilización pueda operar continuamente con uno o más equipos fuera de servicio por mantenimiento. Esto supone un mínimo de dos unidades de tratamiento, por ejemplo: tanques de sedimentación, floculadores o filtros, dosificadores de coagulantes, cloradores; si existe bombeo, debe de haber una unidad de reserva. Solamente debe usarse la instrumentación esencial, y la utilización del equipo automático debe restringirse para prevenir que una falla del mismo pueda dejar sin suministro de agua potable a la población

- Para la localización de la planta se debe tener en cuenta los siguientes aspectos: el área futura de servicio, costo del terreno, ubicación con respecto a la fuente de distribución, topografía, disponibilidad de energía eléctrica, facilidades de acceso, facilidad de disposición de residuos, actitud de la comunidad, defensa civil y protección contra atentados, belleza natural y paisajista.
- Las especificaciones respectivas deben garantizar una construcción económica pero durable, teniendo en cuenta que las plantas se usan para muchos más años que los de su periodo de diseño.

10.2.3 CONSIDERACIONES EN LA ESTIMACIÓN DE COSTOS

El costo de la producción de agua potable depende, básicamente, de la calidad del agua cruda y de la cantidad del agua para tratamiento. La evaluación de dichos costos se hace por lo general desagregando el costo total en costos de capital para construcción de la planta de potabilización del agua, costos de operación y mantenimiento, y costos de manejo, tratamiento y disposición de residuos.

En el costo de capital se incluyen los costos de construcción total, equipos instrumentación, diseño de ingeniería, y tramites administrativos, mientras que en el costo de operación y mantenimiento se incluyen todos los costos asociados con requerimientos de reactivos, coagulantes, floculantes, desinfectantes, dosificadores, control de operación, operadores, mantenimiento preventivo y correctivo de quipos e instalaciones , administración y control de la potabiliza-

ción; debe incluir además, el costo asociado con el manejo, tratamiento y disposición de lodos y agua de lavado.

El costo real de construcción, operación y mantenimiento de una planta potabilizadora es específico de cada lugar o ciudad, y se origina teniendo en cuenta los diseños ejecutivos correspondientes y la evaluación concreta de costos para cada componente del proyecto.

El costo de construcción de una planta potabilizadora depende de muchos factores como la localización, las restricciones ambientales, la calidad del agua potable, las disponibilidades locales de mano de obra y materiales, las facilidades de transporte, la capacidad técnica local, la confiabilidad del diseño propuesto, los requisitos de tratamiento de residuos, así como el grado de automatización y control.

El uso de fórmulas de costos para evaluar la inversión requerida en la construcción de una planta potabilizadora es solamente una ayuda para determinar ordenes de magnitud de los requerimientos financieros y para categorizar los costos de las opciones de tratamientos. Por otra parte, la estimación de costos de operación y mantenimiento (O&M) puede ser muy variable, pues depende de los costos de supervisión, administración, energía, mano de obra, mantenimiento preventivo y correctivo, suministro y compuestos químicos, los cuales oscilan considerablemente de una potabilizadora a otra y, aun dentro de la misma planta de tratamiento, según el periodo analizado y por efectos de inflación Romero (2006).

10.2.4 PRUEBAS DE JARRAS

En el Anexo C se define el procedimiento para realizar la prueba de jarras. El objetivo de este es determinar los gradientes de floculación óptimos, el tiempo de residencia de floculación óptimo y la dosis de coagulante principal y coagulante ayuda óptima y máxima. En el ejemplo presentado se supuso que el tiempo de residencia óptimo es de 20 minutos, los gradientes óptimos son 80, 60, 50, 40, 30 s^{-1} con 4 minutos de residencia para cada uno. El coagulante considerado fue el sulfato de aluminio con una dosis óptima de 25 mg/L y dosis máxima de 40 mg/L. La dosis máxima de coagulante ayuda se estableció en 0.5 mg/L.

10.2.5 CARACTERÍSTICAS DE LOS MEDIOS FILTRANTES

En el Anexo D se definen diferentes procedimientos con los que es posible determinar algunas características de los medios filtrantes que son solicitadas en las hojas de cálculo. Estas características son: análisis granulométrico, porosidad y peso específico (de donde se puede obtener la densidad real). Los valores considerados para estas variables se muestran en el libro "Filtro".

10.2.6 VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN Y TASA DE PRODUCCIÓN DE LODO

Estos dos datos dependen del tipo de floculante empleado, las dosis que se empleen de este y de la calidad del agua a tratar. En el Anexo E

se presenta una metodología para calcular la velocidad de sedimentación del flóculo. Este procedimiento requiere de un equipo fabricado específicamente para este propósito, por lo que regularmente resulta más económico encargar estos análisis a laboratorios especializados. La velocidad que se obtiene de este proceso dependerá de las condiciones específicas en que se flocluló y sedimentó el agua y de la calidad del agua en el momento en que se tomó la muestra. Por este motivo se recomienda realizar varias veces el procedimiento para incluir las diferentes condiciones de la calidad del agua.

El resultado depende también del por ciento de remoción que se pretenda obtener en el sedimentador. Puesto que estos procesos de laboratorio resultan muy costosos y tardados, solo se justifican cuando se está diseñando una potabilizadora muy grande que empleará agua de una fuente donde no se han instalado otras plantas potabilizadoras de las que se pudiera obtener información sobre la tasa de sedimentación. Cuando se

diseñan potabilizadoras pequeñas (de menos de 500 L/s en total) resulta más económico diseñar con tasas de sedimentación que provoquen un sedimentador un poco sobrediseñado.

Para determinar la velocidad de sedimentación en la potabilizadora del ejemplo se tomó información del *Manual III, Tomo II* (1992) del CEPIS, p. 3, y de potabilizadoras existentes. El rango de esta velocidad recomendado por el CEPIS (1992) es de 0.78 a 1.98 m/h. Para este ejemplo se considerará una velocidad de sedimentación de 1.48 m/h empleando sulfato de aluminio como coagulante.

La tasa de producción de lodo se puede obtener también de pruebas de laboratorio o mediante una aproximación teórica empleando la ecuación de producción de lodo presentada a continuación:

Tasa de producción de lodo de alumbre seco (kg/1 000 m³ de agua tratada).

$$[Dosis\ de\ alumbre\ (mg/L)(2.2)/8.34]+[Turbiedad\ del\ agua(UTN)(1.3)]$$

Ecuación 10.1

Esta fórmula aplica cuando se dosifica sulfato de aluminio. Se supondrá que en las pruebas de jarras se encontró una dosis máxima de este coagulante de 40 mg/L y la turbiedad nefelométrica media anual del agua es de 80 UTN. Realizando el cálculo propuesto por la ecuación obtenemos una cantidad estimada de lodo de 0.115 kg/m³. Pero el dato que se soli-

cita en las hojas de cálculo es en mL de lodo producido por cada litro de agua tratada. Para hacer la conversión es necesario suponer una concentración en el lodo. Es posible obtener esta concentración de potabilizadoras cercanas, solo se requiere hacer un análisis de concentración de SST al lodo que se extrae de las tolvas del sedimentador.

La concentración del lodo producido por la sedimentación de flóculos de sulfato de aluminio varía de 0.1 a 4 por ciento. Considerando un valor de 2.5 por ciento, equivalente a 25 kg/m³, se procede a hacer la siguiente conversión:

$$0.115 \frac{\text{kg lodo}}{\text{m}^3 \text{ agua tratada}} \cdot \frac{1 \text{ m}^3 \text{ lodo}}{25 \text{ Kg lodo}} = 0.00458 \frac{\text{m}^3 \text{ lodo}}{\text{m}^3 \text{ agua tratada}}$$

Lo que equivale aproximadamente a 4.6 mL/L; este valor se ajustó a 5 mL/L y así se utilizó en las hojas de cálculo.

10.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

El cálculo de las dimensiones de la potabilizadora tipo convencional se realizó utilizando las hojas de cálculo (.xls) para *software* Excel® (1997-2003 y 2010) que se incluyen en archivo. Después de haber definido la información mencionada en las secciones anteriores, es posible iniciar el cálculo de las dimensiones básicas que conformarán la potabilizadora. Como dimensiones básicas se consideran aquellas requeridas para el diseño funcional e hidráulico, más no se incluyen las dimensiones y la información requerida para elaborar los planos del proyecto ejecutivo estructural, electromecánico ni arquitectónico. El diseño funcional incluye las dimensiones interiores (no se calcula el espesor de los muros) de las estructuras que componen la potabilizadora, así como la información necesaria para elaborar el plano de perfil hidráulico (ver los planos “Caja de distribución”, “Floculador”, “Sedimentador”, “Filtro”, “Planta general” y “Perfil hidráulico” que se presentan en el Anexo G).

El primer paso del procedimiento de cálculo consiste en leer el capítulo 9: Instructivo para el uso de las hojas de cálculo incluidas en los archivos adjuntos.

Después se preparan los archivos de los libros de Excel® para iniciar el procedimiento de cálculo. Para esto, primero se crea una carpeta nueva en una computadora que tenga al menos 128 MB de memoria RAM, un procesador Pentium III de 600 Mhz y el *software* Office2000® instalado. El nombre de la carpeta deberá hacer referencia a la población para la que se hace el diseño, en este caso puede ser “Población Ejemplo”. Posteriormente se copian todos los libros o archivos de Excel® que incluyen el manual de diseño a esta carpeta nueva. Se recomienda no renombrar las hojas de cálculo para evitar errores, ya que están interrelacionadas.

Con la carpeta ya formada se inicia el proceso de cálculo capturando la información de la hoja “Datos generales” del libro de este mismo nombre. Este proceso se describe a continuación.

10.3.1 DATOS GENERALES

10.3.1 DATOS GENERALES

Abrir el archivo “Datos Generales”. A continuación se detallan los valores capturados en cada una de las líneas de la hoja del mismo nombre y una descripción de cómo fueron obtenidos. La numeración de cada párrafo que se presenta a continuación corresponde con un número de línea de la hoja analizada.

1. En la primera línea de la columna “Datos” (véase inciso 10.2) se captura el caudal de diseño de cada módulo de potabilización (Q). Para este caso se construirá

inicialmente un módulo de 250 L/s, por lo tanto, en la celda H7 se capturó 0.25 para indicar los m³/s de capacidad de cada módulo. En la celda se puede observar un comentario que nos dice que por razones económicas se recomienda diseñar módulos de potabilización de 50 a 500 L/s de capacidad

2. Número de submódulos para floculación. Se refiere al número de módulos que conformarán el floculador y que tendrán entre todos la capacidad del módulo de potabilización completo (Q). El valor Q es el caudal mínimo con el que podrá operar la potabilizadora y corresponde al flujo requerido para lavar un filtro. En realidad, el flujo requerido para el lavado puede ser un poco menor, dependiendo de cómo se configuren los filtros, pero usualmente se puede considerar Q como el flujo mínimo. El número de submódulos del floculador y del sedimentador (NMF y NMS respectivamente) se definen considerando razones geométricas, para permitir que las estructuras tengan una forma semejante al cuadrado y aprovechar mejor el espacio disponible, pero no porque se pueda operar la potabilizadora con el flujo de uno de estos submódulos

Para saber cuántos submódulos se requieren es necesario conocer las dimensiones del floculador, así que se especifican 2 submódulos y cuando se realice el cálculo de sus dimensiones se revisará este valor.

1. Número de submódulos para sedimentación. En este caso también se especifican provisionalmente 2 submódulos de sedimentación y una vez que se calculen las

dimensiones del sedimentador se revisará este valor

2. Propiedades del agua. En esta línea se capturó un valor para la temperatura media anual del agua de 15 °C
En la columna de resultados el programa Excel® calcula automáticamente la densidad, la viscosidad dinámica y la viscosidad cinemática del agua utilizando una fórmula. Durante el diseño normal de la potabilizadora no es necesario modificar las celdas de la columna de resultados, es por eso que las hojas están protegidas contra cambios (véase inciso 10.2).
3. Aceleración de la gravedad. La celda que contiene este valor está protegida contra cambios, no es necesario modificarla
En la columna de resultados se calcula el peso específico del agua utilizando la aceleración de la gravedad para tal efecto. Estos valores de las principales propiedades del agua se utilizarán posteriormente en el resto de las hojas de cálculo.
4. Número de módulos de flujo Q que conforman la potabilizadora terminada. Este valor se utiliza para calcular la caja de distribución. Para considerar la posibilidad de expansión a futuro de la potabilizadora se capturó en esta celda el valor de 2 módulos

Una vez que se termina de capturar esta información se procede a grabar el archivo “Datos Generales” pero sin cerrarlo. Se recomienda que este archivo permanezca abierto siempre que se esté utilizando cualquiera de las hojas del manual de diseño, pues todas están vinculadas con él y toman información del mismo. Si se cierra este archivo, al abrir las otras hojas el programa siempre preguntará si queremos actualizar la información con la del archivo “Datos Generales”,

si está abierto no lo pregunta y actualiza la información automáticamente.

10.3.2 CÁLCULO DEL FILTRO

El siguiente elemento que se calcula es el filtro, para hacerlo se abre el libro “Filtro”. Si no se muestran algunos valores de las columnas, dar clic en el botón “habilitar” del programa Excel®. El programa Excel® preguntará si se habilitan las macros. Presionar el botón “Habilitar macros” para permitir que se ejecuten los programas integrados en la hoja de cálculo. A continuación el programa presentará la siguiente advertencia “Antes de desproteger la hoja consulte el instructivo de uso” (inciso 10.4.2.6), presione aceptar para proseguir.

10.3.2.1 Número de filtros requeridos

El libro “Filtro” contiene cinco hojas. La primera etapa consiste en calcular el número de filtros en la hoja “Filtro”, de la línea 1 a la 5.

1. En la primer línea la hoja pide el caudal (Q) y la velocidad de lavado del filtro (V_a). El valor del caudal se presenta en color azul (véase inciso 9.2) indicando con esto que la celda hace referencia a otra donde ya se capturó ese valor, en este caso a la primera línea de la hoja “Datos Generales”
2. El valor de la velocidad de lavado debe ser tal que consiga expandir el lecho filtrante de 25 a 30 por ciento. Es necesario ingresar este valor desde el inicio pues de este depende la dimensión de los filtros, por lo tanto, se capturó cualquier valor dentro del rango recomendado y se prosiguió con el cálculo. Al llegar a las líneas 15 y 16, donde se calcula el por

centaje de expansión, se regresó a esta línea para ajustar la velocidad de lavado

3. Se ha propuesto calcular este elemento primero porque se ubica en la cota más baja y tiene descargas al drenaje. Puesto que el nivel donde descargamos el agua de drenaje es fijo, debemos ubicar la elevación del filtro considerando este nivel. Los demás elementos estarán a una altura superior al filtro y no tendrán problemas para descargar por gravedad al drenaje
4. Con el caudal del módulo de potabilización y la velocidad de lavado, la hoja propone un área para cada filtro (A_{fp}). Esta superficie se calcula considerando que cada filtro se lavará con el total del caudal del módulo, pero es solo una propuesta y no interviene directamente en el proceso de cálculo, solo sirve como guía para seleccionar la superficie real de cada filtro en la línea 3
5. Velocidad de filtración deseada (V_{fi}). En esta línea se define la velocidad de filtración (descendente) con que se desea que operen los filtros. Este valor no interviene en el proceso de cálculo, solo sirve para definir el número de filtros requeridos para aproximarnos a esa tasa de filtración. La velocidad de filtración real (V_f) será calculada en la línea 4. Con la tasa de filtración deseada la hoja calcula el área de filtración requerida para cumplir con ella (A_t). Este valor solo se utilizará para calcular el número de filtros en la línea 3
6. Área considerada para cada filtro (A_f). Este es el valor que se considerará en el proceso de cálculo como superficie de cada filtro. Se recomienda utilizar un valor inferior al de (A_{fp}), de esta forma

el filtro se podrá lavar con un flujo inferior al de la capacidad del módulo (Q) y si, cuando se opere la potabilizadora, la expansión del lecho filtrante no fuera la deseada, se podrá incrementar el flujo para el lavado con tan solo subir el vertedor de salida del filtro, con esto se incrementaría el porcentaje de expansión y se aseguraría un lavado eficiente. Número de filtros (N). La hoja calcula el número de filtros intentando acercarse a la velocidad de filtración deseada (V_{fi}). Para modificar el número de filtros será necesario cambiar los valores de (V_{fi}) y (A_f)

7. Velocidad de filtración (V_f). La hoja calcula (V_f) utilizando la superficie de cada filtro (A_f), el número de filtros (N) y el caudal (Q). Este valor será utilizado en pasos posteriores del proceso de cálculo. Con el flujo para el lavado (Q_r), la superficie de cada filtro (A_f) y la velocidad de lavado (V_a), la hoja calcula el flujo requerido para lavar cada filtro. Este flujo deberá ser menor o igual al flujo total del módulo (Q). Este valor se utilizará posteriormente para calcular la pérdida de carga durante el lavado

10.3.2.2 Hoja “Expansión”

Antes de proseguir con el cálculo en la línea 6 de la hoja “Filtro” es necesario capturar la información de los análisis granulométricos de la arena y antracita (en caso de lecho doble) en la hoja “Expansión”.

En esta hoja el proceso de cálculo no sigue el mismo orden que en el resto. Esto se hizo así con el objeto de facilitar la captura de información sobre los lechos filtrantes. Los valores que

se presentan en esta hoja tienen cuatro colores diferentes:

- Azul. Los números de color azul son resultados de fórmulas
- Negro. Los de color negro son datos que se tienen que actualizar en cada proyecto
- Naranja. El color naranja indica valores que se tienen que estimar mediante iteraciones manuales siguiendo las instrucciones que se detallan en el comentario de la celda
- Verde. El color verde indica que en esa celda es necesario ingresar la fórmula obtenida de la línea de tendencia de las hojas “AnálisisGranulArena” y “AnálisisGranulAntracita”

1. El primer paso consiste en capturar la información de los análisis granulométricos de la arena y la antracita. Esto se hace capturando todos los valores que aparecen en color negro dentro de la hoja, estos son, el diámetro mayor y menor de cada par de mallas empleadas en el análisis y el por ciento del medio filtrante que es retenido en esas mallas
2. Los diámetros menores de cada par de mallas empleadas en el análisis se capturan en la columna “ d_1 ”, que corresponde a la columna B de la hoja de Excel®. Los diámetros mayores se capturan en la columna “ d_2 ”, y el por ciento que es retenido entre ese par de mallas se captura en la columna “Xi”, estas corresponden a las columnas C y E de la hoja. Esta información es requerida para cada uno de los medios filtrantes
3. Una vez capturada la información de los análisis granulométricos se procedió a graficar la curva “diámetro de

mallas vs por ciento del medio filtrante que pasa por la malla” para la arena y la antracita. Estas gráficas se presentan en las hojas “AnálisisGranulArena” y “AnálisisGranulAntracita”; a estas gráficas se les agregó una línea de tendencia con la indicación de mostrar la ecuación, esta ecuación será utilizada en la hoja “Expansión”

4. Después de haber obtenido las ecuaciones que relacionan el por ciento del medio que pasa por la malla con el diámetro de la malla, se procede a capturarlas en la hoja “Expansión” en las celdas cuyos valores son de color verde. En las celdas H16, H18, H19 se captura la ecuación obtenida del gráfico para la arena y en las celdas H37, H39 y H40 se captura la ecuación obtenida del gráfico para la antracita
5. Posteriormente se procede a calcular en forma iterativa todas las celdas cuyo valor se presenta en color naranja. En cada una de estas se indica mediante un comentario cómo se debe modificar para obtener el valor adecuado. Las celdas que se calculan así son: el tamaño efectivo de la arena (d_{10} , celda F16) que se modifica hasta que la celda H16 indica un valor de 10 por ciento; el coeficiente de uniformidad de la arena (CU , celda F17) que se modifica hasta que la celda H18 indica un valor de 60 por ciento; el d_{90} en la celda F19, que se modifica hasta que la celda H19 queda con un valor de 90 por ciento; la velocidad que expande 10 por ciento la capa

Al terminar los cálculos de la hoja “Expansion” se revisa que los materiales filtrantes considera-

dos sean los adecuados para el filtro que se está diseñando. El coeficiente de uniformidad es uno de los principales parámetros que nos indica la calidad del material, este valor es un índice de la variación del tamaño de las partículas que componen el lecho, mientras menor sea, más uniforme es el tamaño de las partículas y más costoso es obtener ese material. Se recomienda que este coeficiente sea de 1.5 o menos.

El material que se está utilizando presenta un coeficiente ligeramente superior a 1.5. Es difícil conseguir arena sílica con un CU inferior o igual a 1.5, por este motivo se consideró adecuada la referida en el ejemplo con coeficiente de uniformidad de 1.55.

En la hoja “Expansion” se presenta la siguiente nota: “Para asegurar un intermezclado adecuado de los medios filtrantes se deberá seguir el siguiente criterio: la velocidad del agua que expande 10 por ciento la capa d_{90} de la antracita no debe ser menor de 80 por ciento la velocidad que expande 10 por ciento la capa d_{90} de arena. Esto asegura que ambas capas se expandan simultáneamente”, se verificó que esto se cumpliera al comprobar que el valor de la celda H42 (velocidad para expandir la capa d_{90} de antracita) es mayor al de la celda I42 (80 por ciento de la velocidad requerida para expandir la capa d_{90} de arena) y casi igual que el de la celda H21 (velocidad requerida para expandir la capa d_{90} de arena).

10.3.2.3 Expansión del lecho filtrante durante el lavado

Después de terminar los cálculos en la hoja “Expansion” se prosigue con el cálculo del por ciento de expansión del lecho filtrante en la línea 6 de la hoja “Filtro”.

1. Tamaño efectivo de la arena (d_{10}). Este valor ya se calculó en la hoja “Expansion” y en esta celda solo se hace referencia a aquel valor, por eso aparece en color azul. Este valor solo se utiliza para calcular en la línea 7 el tamaño efectivo recomendado para la antracita
2. Tamaño efectivo recomendado para la antracita. Este valor lo calcula la hoja a partir del tamaño efectivo de la arena y es una recomendación para asegurar un grado de intermezclado óptimo entre la arena y la antracita. El valor que se obtuvo fue de 0.81 mm y el tamaño efectivo real de la antracita que se va a utilizar es de 0.86 mm (celda F37 de la hoja “Expansion”), la diferencia es pequeña y el grado de intermezcla ya se había comprobado como adecuado con otro criterio en la hoja “Expansion”. Por lo tanto se acepta que la antracita y la arena que se están considerando pueden formar un lecho doble adecuado
3. Las capas de arena más finas que quedan en la parte superior del lecho de arena después del lavado y las capas de antracita más gruesas que quedan en la parte inferior del lecho de antracita se mezclan unas con otras. A esto se le llama intermezclado. Capturamos una parte de la información del análisis granulométrico solamente como ejemplo de cómo se realizan los cálculos en la hoja “Expansion”. El cálculo del diámetro equivalente (D_e) que se realiza aquí no se utilizará en el proceso de cálculo, solo se hace para ilustrar el procedimiento
4. También capturamos el peso específico de la arena sílica, el cual varía muy poco respecto de la fuente donde se obtiene. Si no se tiene una medición de este valor se deberá utilizar el valor que se recomienda. También se presentan otras variables tomadas de la hoja “Datos Generales” en color azul que intervendrán en el cálculo del número de Galileo. Este número, calculado en la columna de resultados de esta línea, se utiliza para encontrar la porosidad del lecho expandido mediante unas gráficas elaboradas por Di Bernardo. Sin embargo, en las hojas de cálculo se incluye una función programada que calcula la porosidad sin necesidad de utilizar los gráficos. De cualquier forma se presenta el número de Galileo y de Reynolds para poder hacer el cálculo de cualquiera de las dos formas. Los números de Galileo y Reynolds para cada capa del lecho filtrante se presentan en la hoja “Expansión”
5. Coeficiente de esfericidad de la arena (C_e). El coeficiente de esfericidad es la relación entre la superficie de una esfera del mismo volumen que la partícula y la superficie real de la partícula de arena. La esfericidad de la arena ha sido obtenida por varios autores en forma experimental y se presenta un intervalo como recomendación. En el comentario de la celda donde se presenta el rango recomendado se menciona que para arena menor de 1 mm el C_e varía de 0.75 a 0.80 y que para diámetros mayores llega hasta 0.70. Revisando los D_e calculados en la hoja “Expansión” y su porcentaje de participación en la composición de la arena, observamos que 18 por ciento es mayor de 1 mm y 45 por ciento se encuentra entre 0.7 y 1 mm, por lo que se asumió que el coeficiente de esfericidad debe estar cercano al límite inferior del rango presentado para arena menor de 1

mm. Por este motivo se utilizó el valor de 0.75. En la columna de resultados se calcula el número de Reynolds correspondiente a la capa más fina de arena que se lava con la velocidad (V_a) propuesta en la línea 1

6. Coeficiente de esfericidad de la antracita. En este caso se utiliza el valor medio recomendado para la antracita americana, pues es de esa procedencia. En esta línea se calcula la porosidad de la capa de arena más fina expandida, se puede hacer mediante la función “poros” (como se hace en la hoja) o se puede obtener el valor de una gráfica presentada en el *Manual V, Tomo III* (1992) del CEPIS, pp. 24–28 y en el Anexo E utilizando el número de Reynolds, el número de Galileo y la esfericidad
7. Fracción del lecho filtrante que ocupa la capa de arena más fina. Este valor se capturó ya en la hoja “Expansión”. En la columna de resultados de esta línea se comenta que se deberán repetir los pasos 8 al 12 para cada una de las capas del análisis granulométrico de la arena, procedimiento que ya se realizó en la hoja “Expansión”
8. En esta línea se hace referencia a la sumatoria de las fracciones de arena en peso entre la fracción de espacio ocupado $\sum \frac{\chi_i}{1-\epsilon_i}$ calculada en la hoja “Expansión”. En la columna de resultados se obtiene la porosidad media para el lecho completo de arena expandida
9. Densidad de la antracita. El proveedor de la antracita analizada es Gordon Sand, una empresa americana, quien reporta un peso específico relativo aproximado de 1.5 a 1.6 g/cm³, por lo que se especificó una densidad de 1 550 kg/m³.

También en esta línea se hace referencia a la sumatoria de fracciones de antracita en peso entre la fracción de espacio ocupado calculada en la hoja “Expansión”. En la columna de resultados se calcula la porosidad media para el lecho completo de antracita expandida

10. Porosidad de la arena limpia. Se refiere a la porosidad de la arena sin expandir; la estimación dio como resultado 0.43. En la columna de resultados se calcula el porcentaje de expansión del lecho de arena. Este valor deberá estar comprendido entre 25 y 30 por ciento. El cálculo de la expansión depende de muchas variables que son difíciles de medir, como el coeficiente de esfericidad, el diámetro equivalente y la porosidad, por lo tanto, el cálculo del porcentaje de expansión aquí realizado se debe considerar solamente como una buena aproximación. Durante la operación de la potabilizadora se deberá medir físicamente esta expansión y modificar la altura del vertedor del filtro para incrementar o disminuir el flujo empleado en el lavado y asegurar que la expansión real quede en el rango de 25 a 30 por ciento
11. Porosidad de la antracita limpia. El proveedor de la antracita que consideramos para este proyecto, Gordon Sand, indica una porosidad aproximada de 0.50. Puesto que este valor es muy inferior al mínimo del rango especificado en la bibliografía que es de 0.56 a 0.60 (CEPIS, 1992, p. 29) y como además se menciona que es aproximado, se ajustó a 0.55. En la columna de resultados se calcula el porcentaje de expansión del lecho filtrante de antracita, el cual se indica que deberá ser de 25 a 30 por ciento. A

continuación, se ajustó la velocidad de lavado (V_a) en la línea 1 hasta que la expansión de los lechos filtrantes fue aproximadamente 25 por ciento. La expansión de la arena quedó en 25 por ciento y la de la antracita en 25.5 por ciento con una velocidad de lavado de 0.67 m/min (39.6 m/h)

12. Altura del medio filtrante. En esta línea se capturó la altura del lecho de la arena de 0.30 m, y la altura del lecho de antracita que se especificó de 0.50 m. Estos valores corresponden al mínimo de los rangos recomendados para filtración directa, pero en este caso la potabilizadora cuenta con sedimentación y para filtrar agua decantada se requieren lechos de menor altura. De esta forma se garantiza operar eficientemente en ambos modos, filtración de agua floculada y filtración de agua decantada. En la columna de resultados de esta línea se calcula la altura del lecho expandido

10.3.2.4 Pérdida de carga durante el lavado

1. En la columna de resultados de esta línea se calcula la pérdida de carga en la arena durante el lavado. Todos los datos que se requieren para este cálculo ya se han capturado y es por eso que no solicita datos adicionales. Esta pérdida de carga no depende de la velocidad del agua de lavado, solo del peso de la arena
2. Pérdida de carga en la antracita durante el lavado. Al igual que en el caso de la arena, esta pérdida de carga no depende de la velocidad del agua de lavado
3. Pérdida de carga total en el lecho filtrante durante el lavado. Este valor es el resultado de la suma de los dos anteriores
4. Ancho de cada filtro (B). Este valor está limitado por la carga que puede soportar el falso fondo. En el cálculo presentado en la hoja se está considerando que se construirá un falso fondo consistente en viguetas prefabricadas, por lo que el ancho del filtro estará limitado por la longitud que puedan tener estas viguetas y soportar el lecho filtrante. Esto depende de las dimensiones de las canaletas y de la resistencia del concreto utilizado. Determinar ese valor requiere un cálculo estructural que va más allá de los alcances de este manual de diseño. De experiencias anteriores se sabe que una vigueta de 3 m de largo soporta un lecho filtrante como el que estamos considerando, por este motivo se estableció el ancho de los filtros igual a 3. En esta línea también se capturó el valor del ancho de la vigueta. Para este valor se consideró una vigueta prefabricada igual a la mostrada en el *Manual V, Tomo III* (1992) del CEPIS, p. 19, la cual tiene un ancho de 0.30 m. En la columna de resultados se calcula el número de viguetas que conformarán cada filtro
5. Espaciamiento entre orificios. Las viguetas tienen orificios que permiten el paso del agua y evitan el paso de la grava que soporta el lecho filtrante. Por estos orificios pasará el agua de lavado en sentido ascendente y el agua para filtración en sentido descendente. Un número alto de estos provoca pérdidas de carga menores pero debilita a la vigueta, mientras que con un número reducido de estos sucede lo contrario. De experiencias anteriores se sabe que estas viguetas con orificios de 19 mm ($\frac{3}{4}$ pulgadas) a cada 0.10 m soportan bien el lecho que se requiere,

- por lo que se especifica 0.10 m. En la hoja de resultados se calcula el número de orificios que tendrá cada vigueta
6. En esta línea no se solicitan datos, solo se calcula el número total de orificios que tendrá cada filtro
 7. En esta línea se calcula el caudal que pasará por cada orificio durante el lavado, para lo que se utiliza el flujo de lavado (Q_r) calculado en la línea 5
 8. Aquí se captura el diámetro de los orificios de las viguetas. Como estamos considerando fabricar esos orificios con pedazos de tubo de $\frac{3}{4}$ de pulgada se indica que el diámetro será de 19 mm. En la columna de resultados se calcula el área de cada orificio
 9. En esta línea se solicita como dato el coeficiente de descarga a emplearse en el cálculo de la pérdida de carga en los orificios. El valor de 0.65 que se utilizó es una recomendación del *Manual V, Tomo III* (1992) del CEPIS, p. 71. En la columna de resultados se calcula la pérdida de carga en los orificios durante el lavado
 9. Altura del falso fondo (H_1). Esta dimensión se especifica en la Ilustración 9.2. Mientras mayor sea esta dimensión, menor será la pérdida de carga, pero mayor será el costo del filtro pues este resultará más alto. En el ejemplo calculado se especificó un valor de 0.40 m para esta variable. En la columna de resultados se calcula la sección transversal del falso fondo
 10. Se calcula la velocidad del agua en el falso fondo durante el retrolavado
 11. Como coeficiente de pérdida de carga en el falso fondo, el CEPIS (1992) recomienda utilizar una carga de velocidad (*Tomo III*, p. 71), así que se utilizó el valor de 1.0. En la columna de resultados se utiliza este valor para calcular la pérdida de carga del agua en el falso fondo durante el lavado
 12. Coeficiente de pérdida de carga en la compuerta de salida (K_3) y velocidad en la compuerta de salida durante el lavado (V_{c_2}). Como coeficiente de pérdida de carga el CEPIS (1992) recomienda utilizar una carga de velocidad para compuertas (*Tomo III*, pp. 71 y 73). La velocidad (V_{c_2}) se indica con una flecha en la Ilustración 9.6, en realidad durante el lavado el agua entra por esa compuerta, pero se le llama de salida porque durante el servicio normal del filtro el agua sale por ahí (ver flecha que indica la velocidad (V_{c_3}). La dimensión de la compuerta de salida se calcula en la línea 52 considerando la velocidad (V_{c_2}) y el flujo de retrolavado (Q_r), y en la línea 53 se calcula la velocidad de salida del agua durante servicio normal (V_{c_3}). Si esta última velocidad es mayor a 1 m/s se deberá disminuir modificando la velocidad (V_{c_2}) que se captura en esta línea. Se ajustó esta velocidad para obtener una pérdida de carga de alrededor de 0.10 m (ver columna de resultados) en esta compuerta durante el lavado y que la velocidad (V_{c_3}) calculada en la línea 53 no fuera superior a 1 m/s. Se encontró que, con una velocidad de 1.4 m/s, la pérdida de carga es de 0.10 m y la velocidad (V_{c_3}) es 0.435 m/s
 11. Se calcula el largo de los filtros (c), en base al número de viguetas que lo componen
 12. Se calcula la altura del agua sobre las canaletas de recolección del agua de lavado. Para realizar este cálculo se uti-

liza el número de canaletas propuestas, resultado de la sección siguiente “Dimensiones de la canaleta de recolección de agua de lavado”, en la línea 35, se inició proponiendo una sola canaleta y resultó adecuada para las dimensiones del filtro. En caso de que no resultara así, al modificar el número de canaletas se recalculará la altura sobre la canaleta y se actualizará la pérdida de carga durante el lavado automáticamente

13. En la columna de resultados se suman las pérdidas calculadas para obtener la pérdida de carga total durante el lavado
14. Cálculo de la altura del vertedero que controla la hidráulica del lavado (H_v). Esta dimensión se muestra en la Ilustración 9.6. Para el cálculo de esta altura se requiere el valor de la altura del borde de la canaleta, el cual se obtiene en la línea 41. El cálculo de las dimensiones de la canaleta se hace después del cálculo de la pérdida de carga durante el lavado porque en el primero se requiere conocer el ancho de los filtros, dato que se proporciona en este último proceso de cálculo

En la sección 10.3.2 se describieron las actividades realizadas en la línea 15 de la hoja “Filtro”, ahí se mencionó que una vez que los filtros estén operando se deberá medir la expansión real del medio filtrante, en caso de que la expansión durante el lavado no sea la deseada (25 a 30 por ciento), la altura del vertedor (H_v) se modificará para incrementar o disminuir el flujo empleado en el lavado y de esta forma conseguir la expansión deseada.

Para poder incrementar la altura del vertedor fue necesario dejar una diferencia entre el nivel del agua que sale del sedimentador y el nivel

del agua máximo con que el agua entra al filtro, esta diferencia permitirá incrementar el nivel de entrada de agua al filtro (al subir la altura del vertedor) sin que esto afecte el nivel del agua del sedimentador. Ver plano “Perfil hidráulico” del Anexo G.

10.3.2.5 Dimensiones de la canaleta de recolección de agua de lavado

1. Número de canaletas recolectoras de agua de lavado (N_3). El número de canaletas que se utilicen para el lavado define la superficie del filtro a la que cada vertedor de las canaletas servirá. Este valor es importante porque si a un filtro grande se le colocan pocas canaletas de lavado la recolección del agua podría ser mayor en la parte donde están los vertedores de la canaleta que en los puntos más alejados de estos. Para asegurar que el número de canaletas considerados sea adecuado se deberá revisar, en la línea 40, que el espaciamiento real entre canaletas de centro a centro (b_c) quede dentro del intervalo que se recomienda en esa misma línea

Se encontró que una canaleta es suficiente para el filtro que se está diseñando, quedando el espaciamiento entre canaletas de 3 m, y el rango recomendado de 2.025 a 2.7 m (ver línea 40). Con el número de canaletas, en la columna de resultados se calcula el caudal que cada una recolecta.

2. Altura útil de las canaletas de lavado (h_o). Esta dimensión se muestra en la Ilustración 9.8. Se recomienda buscar una forma rectangular en la canaleta, donde el alto sea mayor al ancho. Además, con este valor se controla también la distan-

cia de la superficie de la arena al borde de la canaleta (H_4), y esta afecta el criterio analizado en la línea 40. Por lo tanto, se deberá modificar también este valor para cumplir con este criterio

Se intentó primero utilizar una altura útil de 0.50 m, con este valor se obtiene una forma cuadrada entre h_o y w , pero no se cumple con el criterio de la línea 40, ya que el valor para bc es de 3 m y el rango recomendado fue de 2.17 a 2.9 m. Se intentó entonces con un valor de 0.60 m, en este caso el ancho que recomienda el cálculo de la hoja es de 0.426 m, con estos valores obtenemos la forma rectangular. Además, el rango recomendado para la distancia entre canaletas es de 2.025 a 2.7 m. En la columna de resultados se calcula el ancho de la canaleta de lavado (w).

3. Cálculo de la altura total de la canaleta de lavado (H). La fórmula empleada para este cálculo supone que el fondo de la canaleta será de 0.10 m. Si por algún motivo este valor no se considera adecuado, se podrá modificar cambiando la fórmula de la columna N, para lo cual es necesario desproteger la hoja
4. Cálculo de la altura del lecho filtrante. Este resulta de la suma de la altura de los lechos de arena y antracita (en caso de que este último no exista, su valor se debió haber definido en cero en la línea 17). En el ejemplo se está empleando un lecho dual de 0.80 m de altura
5. En la línea de resultados se calcula la distancia del borde de la canaleta a la superficie del medio filtrante estático (sin expansión). La variable es H_4 , y se utilizará en la siguiente línea como parte del

criterio para asegurar una buena distribución del agua de lavado en toda la superficie del filtro (CEPIS, 1992, *Manual V, Tomo III*, p. 21)

6. En esta línea se calcula el espaciamiento real entre canaletas (de centro a centro) en la variable bc y se presenta un intervalo recomendado para este valor en función de H_4 . Para modificar bc es necesario cambiar el número de canaletas (N_3) en la línea 35, y para modificar H_4 y el intervalo recomendado, es necesario cambiar la altura útil de la canaleta (h_o) en la línea 36. En el ejemplo mostrado, con una canaleta y una altura útil de 0.60 m se cumple con este criterio
7. Altura de las vigas de soporte más la grava (sistema de drenaje, H_2). Esta dimensión se muestra en la Ilustración 9.2, en el caso del ejemplo se está utilizando un sistema de drenaje como el mostrado en el *Manual V, Tomo III* (1992), del CEPIS, p. 19.

En la columna de resultados se calcula la altura total del borde de la canaleta al piso del filtro (H_c). Este valor se emplea en la línea 34 para calcular la altura del vertedor que controla la hidráulica del lavado (H_v). Estas dos dimensiones se muestran en la Ilustración 9.1 y la Ilustración 9.2 respectivamente.

10.3.2.6 Pérdida de carga durante filtración

La pérdida de carga durante la filtración será la misma para todos los filtros, ya que tienen una entrada común y también una descarga común. Sin embargo, las tasas de filtración que se presentarán en cada uno dependerá de la cantidad de suciedad que exista en el lecho filtrante de

estos, así, los filtros más sucios tendrán las menores tasas de filtración y por el contrario el más limpio trabajará más rápido.

El objetivo de esta y la próxima sección es determinar la carga de columna de agua con que deberán trabajar los filtros. Una carga pequeña puede ocasionar corridas más cortas de lo que los filtros podrían manejar, desaprovechando la capacidad de estos. Una carga demasiado grande puede ocasionar que los filtros trabajen a velocidades de filtración muy diferentes y esto puede provocar escape de flóculo en los filtros que trabajan rápido y desaprovechar aquellos que trabajan muy lento.

El criterio empleado para determinar la carga óptima es que la relación entre la tasa de filtración máxima y la tasa de filtración media (coeficiente de distribución, *CD*) quede comprendida en el rango de 1.3 a 1.5 (Di Bernardo). Para conseguir esto se varía la carga disponible y se calcula la distribución de velocidades de filtración en los filtros; con estos valores se calcula el *CD*, y se repite el proceso hasta que se encuentre un valor comprendido en el rango mencionado. Las dimensiones definidas para el filtro, como tamaño de compuertas, tamaño del falso fondo, número y diámetro de los orificios de drenaje, tamaño del lecho filtrante y características de este, y tamaño del vertedor de salida, influyen en la pérdida de carga que cada uno de estos tendrá. Mientras mayor sea la pérdida de carga en estos accesorios, mayor será la carga requerida para obtener un coeficiente de distribución de al menos 1.3. Por este motivo, una vez calculado el *CD*, se deberá volver a revisar la configuración del filtro para comprobar si no existe oportunidad de reducir la pérdida de carga durante el servicio normal.

En esta sección se calcularán los factores que, al ser multiplicados por una velocidad de filtración supuesta (*VF*) o el cuadrado de *VF*, darán como resultado la pérdida de carga durante servicio normal en cada filtro.

Como se aprecia, *VF* es la velocidad de filtración que se presenta en un filtro determinado y en un tiempo determinado, y es diferente a la velocidad de filtración media (*Vf*). Debido a que aquí solo se calculan los factores de *VF*, los resultados obtenidos no son ilustrativos, esto es, no nos dicen nada sobre la pérdida de carga. Es necesario terminar el cálculo de la sección siguiente, “Relación entre tasa de filtración máxima y tasa promedio”, para evaluar los resultados.

1. En esta línea se indica que se hará referencia a un valor obtenido en la hoja “LechoFiltrante”. En esta hoja no es necesario capturar ningún dato, pero si el análisis granulométrico realizado para el lecho filtrante tiene más o menos intervalos de tamaños de malla que el mostrado en el ejemplo, será necesario eliminar o agregar líneas copiando la última de estas, respectivamente. En esta hoja se obtiene la sumatoria $\sum \frac{X_i}{d_i^2}$ para la arena y la antracita. Este valor será utilizado para calcular la pérdida de carga durante la filtración
2. En la columna de resultados de esta línea se calcula la viscosidad cinemática del agua. Este valor se necesitará para calcular la pérdida de carga durante la filtración
3. En la columna de datos de esta línea se hace referencia al cálculo realizado para el lecho de arena en la hoja “LechoFil-

trante”. En la columna de resultados se calcula el factor de la velocidad de filtración requerido para calcular la pérdida de carga en el lecho de arena. En este punto no es posible calcular aún la pérdida de carga pues depende de la velocidad de filtración (VF) que se presenta en cada filtro, y esta depende de lo sucio que esté cada uno. En esta sección solo se calcularán los factores de VF , y en la siguiente sección, “Relación entre tasa de filtración máxima y tasa promedio”, se calcularán las tasas de filtración correspondientes a una carga de filtración disponible (ver línea 57)

4. En esta línea se hace referencia a la $\sum \frac{X_i}{d_i^2}$ para la antracita. En la columna de resultados se presenta el cálculo del factor de VF requerido para obtener la pérdida de carga en el lecho de antracita
5. En esta línea se calcula el caudal que pasará por cada orificio de las viguetas que soportan el lecho filtrante en función de VF
6. En la columna de resultados se calcula el factor que, multiplicado por el cuadrado de VF , da la pérdida de carga provocada por el paso del agua a través de los orificios de las viguetas de soporte
7. Se calcula la velocidad en el falso fondo durante servicio (VFF') en función de la velocidad de filtración
8. Se calcula la pérdida de carga en el falso fondo en función del cuadrado de la velocidad de filtración
9. En la columna de datos se proporciona la velocidad media en la compuerta de entrada de agua a los filtros (V_{c_1}). En la Ilustración 9.6 se muestra esta velocidad con un vector. Con esta velocidad se calcula el tamaño de la compuerta de entrada, y el tamaño de esta influye en la pérdida de carga durante filtración. Es importante evitar pérdidas altas en estos accesorios para conseguir coeficientes de distribución altos con cargas de filtración bajas (ver introducción a este capítulo). En el comentario de la celda de este dato se aconseja emplear velocidades inferiores a 1 m/s. Se utilizó una velocidad de 0.6 m/s y se comprobó qué pérdida de carga se tendría en una de estas compuertas cuyo filtro estuviera operando a la tasa de filtración media (V_f). Para hacer esto se multiplicó el cuadrado de V_f por el factor obtenido en la columna de resultados de la línea 51, esto nos dio como resultado: $(230.4)(230.4)(2.05e-7)=0.011$ m. Es recomendable que esta pérdida de carga sea pequeña, inferior a 0.03 m, por lo tanto se consideró que la velocidad propuesta es adecuada
10. En la columna de resultados se calcula la superficie requerida para esta compuerta, la cual nos da 0.108 m² para la velocidad de 0.6 m/s.
11. Coeficiente de pérdida de carga en la compuerta de entrada. El *Manual V, Tomo III* (1992) del CEPIS, p. 74, recomienda utilizar un coeficiente de pérdida de carga en la compuerta. En la columna de resultados se utiliza este valor para calcular la pérdida de carga del agua en la compuerta de entrada en función del cuadrado de VF
12. En esta línea se calcula el tamaño de la compuerta de salida en función de la velocidad del agua en esta compuerta durante el lavado (V_{c_2}) definida en la línea 30
13. Se calcula la velocidad media en la compuerta de salida durante filtración (V_{c_3}).

Esta velocidad se calcula en función de la superficie calculada en la línea anterior, la cual a su vez depende de V_{c_2} . Si la velocidad V_{c_3} es superior a 1 m/s, se recomienda modificar V_{c_2} hasta que la primera sea inferior al límite recomendado. La velocidad V_{c_3} usualmente es inferior a V_{c_1} , pues en la compuerta de salida (donde se presenta la velocidad V_{c_3}) se maneja todo el flujo de lavado durante este proceso, mientras que en la compuerta de entrada V_{c_1} esto no sucede. En el ejemplo de cálculo se obtiene para V_{c_3} un valor de 0.435 m/s, inferior a los 0.60 m/s de V_{c_1} .

14. En la columna de resultados se calcula el factor del cuadrado de VF para obtener la pérdida de carga del agua en la compuerta de salida
15. Longitud de la cresta del vertedor común. Esta longitud es igual al ancho de la canaleta de descarga común de los filtros (ver plano "Filtro"). Se recomienda que se seleccione un valor que provoque que la altura de la cresta sea inferior a 0.25 m. Se colocó un valor de 1.2 m y en la columna de resultados se obtuvo un valor para la altura de la cresta de 0.234 m
16. En esta línea se calculan los factores F_1 y F_2 de VF y VF^2 , respectivamente. Estos se utilizarán en el cálculo de la relación entre la tasa de filtración máxima y la tasa media que se realizará en la siguiente sección

10.3.2.7 Relación entre tasa de filtración máxima y tasa promedio

Como se comentó en la introducción de la sección 10.3.2, el objeto de esa sección y esta es determinar la carga de filtración que se deberá disponer para los filtros. En esta sección solo

será necesario capturar un valor para la carga disponible (Hh), posteriormente calcular el coeficiente de distribución (CD) presionando el botón "Calcular" de la línea 58, revisar que el coeficiente quede comprendido entre 1.3 y 1.5, y repetir el proceso hasta conseguirlo.

Se capturó un valor para la carga de filtración (Hh) de 0.78 m.

Se calcula el coeficiente de distribución (CD) presionando el botón "Calcular". Este proceso es automático y se realiza utilizando la propuesta de cálculo de Di Bernardo. se construyó en el país Cuando el proceso de cálculo finaliza, se debe comprobar que la diferencia entre la tasa promedio calculada en la línea 71 y la velocidad de filtración promedio propuesta (V_f) en la línea 4 sea cero. La diferencia entre ambas se muestra en la celda P102 de la línea 71.

En la columna P de esta sección se realizan varios cálculos de control que utilizan el algoritmo programado. Al final del proceso, todos deberán tener un valor cercano a cero. El valor del coeficiente de distribución que se obtuvo con la carga de 0.78 m fue de 1.482. Este valor se consideró adecuado para el diseño. Si se desea más información sobre el procedimiento de cálculo se puede recurrir al artículo de Di Bernardo mencionado en las referencias o a los documentos de CEPIS.

10.3.3 CÁLCULO DE LA INTERCONEXIÓN SEDIMENTADOR-FILTRO

Esta interconexión consiste en un tubo de un diámetro tal que no provoque pérdidas de cargas altas (superiores a 0.15 m). Para realizar el cálculo de este es necesario abrir el libro "Interconexiones" sin cerrar "Datos Generales".

En el libro aparecerán dos hojas, “Sed-Filtro” y “Otras”. En la primera se realizó el cálculo del tubo que interconecta el sedimentador con el filtro utilizando la fórmula de Darcy. En la segunda hoja no se realizó ningún cálculo, pero se presenta por si es necesario hacer alguno. En caso de que se requirieran más cálculos de tuberías será necesario copiar alguna de las dos hojas y modificarla para calcular las interconexiones deseadas.

En estas hojas se incluye una función programada llamada “moody”, que se utiliza en la línea 4 para calcular el factor de fricción de la fórmula de Darcy, dato que usualmente se obtiene mediante el diagrama de Moody.

10.3.4 CÁLCULO DEL SEDIMENTADOR

El siguiente equipo que se recomienda calcular es el sedimentador. Para iniciar el cálculo se procede a abrir el archivo “Sedimentador”, sin cerrar “Datos Generales”. En el libro “Sedimentador” existen siete hojas, las primeras dos se llaman “SedimTubular” y “SedimPlacas” y sirven para calcular un sedimentador utilizando módulos tubulares o empleando placas paralelas, respectivamente. La siguiente hoja se llama “Colector” y sirve para calcular el colector superior de agua clarificada. Las hojas cuarta y quinta se llaman “CanalLodos” y “TolvasLodos” y sirven para calcular las purgas de lodos empleando un canal o utilizando tolvas separadas, respectivamente. Las dos últimas hojas se llaman “CanalDeDistribución” y “DesviaciónVel”, ambas sirven para calcular el canal central de distribución.

Dependiendo de si se van a utilizar módulos tubulares o placas paralelas, las principales

dimensiones del sedimentador se calcularán utilizando la hoja “SedimTubular” o “SedimPlacas”. En el ejemplo se emplearon placas paralelas. Los pasos seguidos para realizar el cálculo empleando la hoja “SedimPlacas” se describen a continuación.

10.3.4.1 Dimensiones principales de un sedimentador con módulos de placas paralelas (hoja “SedimPlacas”)

1. En la primera línea se solicitan las dimensiones que describen los módulos de placas paralelas; ver Ilustración 9.12 para identificar la separación de las placas en el plano horizontal (e'), el espesor de las placas (e) y el ángulo de inclinación de las mismas (Θ). Para la separación de las placas en el plano horizontal se capturó un valor de 0.10 m. Mientras menor sea este valor, más alta será la eficiencia del módulo de placas, pero el número de placas se incrementa y encarece el equipo además de que aumenta la complejidad de su construcción. El espesor de 8 mm que se utilizó corresponde a placas de asbesto de 3/8 de pulgada de espesor, que son las que se consideraron; sin embargo, se pueden utilizar placas de lona, madera y otros materiales. El ángulo de inclinación de 60° que se especificó es el que se ha encontrado como óptimo para la sedimentación de alta tasa y no se recomienda utilizar un valor diferente. En la columna de resultados se calcula el espaciamiento entre las placas (d)
2. Longitud de módulo de placas (l). Ver en la Ilustración 9.3 esta dimensión. Se capturó el valor de 1.2 m, el cual corresponde al ancho de las placas de asbesto de 4

pies. En la columna de resultados de esta línea se calcula la longitud útil dentro de las placas (lu)

3. En la columna de resultados de esta línea se calcula la longitud relativa del módulo (L)
4. En esta línea se captura la eficiencia del módulo (s). Diferentes tipos de módulos tienen diferente eficiencia debido a que cada uno provocará una diferente curva de velocidades del agua que fluye dentro de ellos. Dentro de los módulos tubulares se forma una curva que, si la imaginamos en tres dimensiones, se parece a una media esfera, en las placas paralelas esta forma será de un medio tubo. Es por eso que las placas paralelas tienen mejor eficiencia respecto a la distribución de la velocidad que los módulos tubulares (como el valor de s es un múltiplo en el cálculo de la superficie del sedimentador, es inversamente proporcional a la eficiencia de los módulos, y para las placas paralelas s es menor que para los módulos tubulares)

En el comentario de la celda del valor de s se presenta una lista que muestra la eficiencia de diferentes módulos. Para las placas paralelas la eficiencia es 1.0 y ese valor fue el que se utilizó.

También se solicita la longitud relativa a considerarse en el cálculo (Li). La longitud relativa (L) calculada en la línea 3 es modificada en este paso para considerar una zona de transición de régimen turbulento a régimen laminar que se presenta en la parte inferior de los módulos. En esta zona de transición la sedimentación no ocurre como en el resto del módulo, donde existe régimen laminar, por este motivo algunos autores (como Yao) recomiendan no considerarla

como zona de sedimentación y restarla del valor de la longitud útil (lu).

El color del número presentado como valor de esta variable es naranja, por lo que se debe leer el comentario de su celda para realizar un cálculo iterativo. Este comentario indica que se deberá modificar manualmente esta celda colocando el valor promedio de Li y $L1$, el valor de este último se calcula en la línea 8. Antes de realizar esta iteración se capturaron los valores solicitados en las líneas 5 y 7, por este motivo, en esta celda se dejó por el momento el mismo valor que L , 14.631.

En la columna de resultados de esta línea se calcula el factor de comparación con la sedimentación sin placas (f). Este número nos servirá para calcular el área superficial del sedimentador en la línea 9.

1. Caudal de diseño del submódulo de sedimentación. Este valor se calcula con los datos proporcionados en la hoja "Datos-Generales", si se desea modificar se deberá recurrir a esta hoja y cambiar ahí el caudal de diseño de la potabilizadora o el número de submódulos de sedimentación

Velocidad de sedimentación de las partículas ($V's$). Esta velocidad se obtuvo anteriormente de análisis de laboratorio, su valor fue de 1.48 m/h

En la columna de resultados de esta línea se calcula la velocidad media del flujo dentro del módulo (V_0). Esta velocidad se utilizará para calcular el número de Reynolds del agua dentro del módulo, y este valor sirve para hacer inferencias sobre la longitud de la zona de transición en la línea 7.

2. Utilizando la viscosidad cinemática calculada en la hoja “DatosGenerales”, en esta línea se calcula el número de Reynolds dentro de las placas
3. En esta línea se captura la constante de Yao, cuyo valor se definió en 0.035. Yao ofrece un intervalo de 0.035 a 0.058 para esta constante. Emplear el factor 0.058 proporciona un diseño más conservador, y al acercarse al valor de 0.035 se tendrá un diseño con más exactitud. Puesto que el valor de la velocidad de sedimentación (V_s) es confiable, se optó por utilizar el factor menor.
En la columna de resultados de esta línea se calcula la longitud de transición de régimen turbulento a laminar que se presenta dentro del módulo, en la parte inferior
4. En esta línea se calcula el valor de la longitud relativa del sedimentador descontando a la longitud útil la longitud de transición (L_t). Al llegar a este punto se regresa a realizar la iteración para el valor de L_t en la línea 4. La iteración se realiza colocando el valor promedio de L_t y L_t en el valor de L_t hasta que el valor de L_t no cambie y sea igual al de L_t . Al final de la iteración el valor de L_t quedó en 11.38
5. En esta línea se calcula el área superficial de cada submódulo de sedimentación (A_s)
6. Ancho total neto de la zona de sedimentación (B). Cada submódulo de sedimentación se compone de un canal central de distribución que suministra agua a dos unidades de sedimentación. El ancho de cada una de estas unidades de sedimentación es igual al largo de las placas paralelas, por lo que deberá, de preferencia, coincidir con una dimensión comercial

de placas de asbesto (o del material que se emplee). En el caso del ejemplo se consideraron placas de asbesto de 2.44 m (8 pies) de largo. El ancho total de cada submódulo es este valor multiplicado por dos, 4.88 m. En la columna de resultados de esta línea se calcula el número de canales de sedimentación formados por las placas

7. En esta línea se calcula la longitud total del submódulo de sedimentación (LT)
8. En la columna de resultados de esta línea se calcula la velocidad media del flujo (V_o). Se recomienda que esta velocidad esté comprendida entre 0.10 y 0.25 m/min, en el ejemplo se calculó una velocidad de 0.162 m/min

En las líneas 13 a 15 se calcula el número de Reynolds dentro de las placas. El valor aquí calculado se utiliza para comprobar, en la línea 15, que es inferior a 500 y por lo tanto el comportamiento del fluido es laminar. De la línea 16 a la 18 se calcula el número de Reynolds del flujo antes de entrar a los módulos de placas paralelas. En la línea 18 se presenta el valor de este Reynolds. Si este es superior a 2 000, se debe incluir en el cálculo la longitud de transferencia (Lc'), como ya se hizo en la fila 7.

10.3.4.2 Colector de agua clarificada

En esta hoja se calculan los tubos colectores de agua clarificada. Sólo se tienen que capturar tres datos: número de tubos propuestos, número de orificios por tubo y tirante de agua sobre el orificio. Se deberá encontrar una combinación de estos números para conseguir que el diámetro de los orificios coincida con una medida estándar de broca o sacabocado comercial. El diámetro interno del tubo colector que se instale deberá

ser de al menos el diámetro calculado en la línea 4 de la hoja.

En el cálculo del ejemplo se utilizaron 17 tubos con 17 orificios y un tirante de agua sobre el orificio de 0.08 m. Con esta información se obtuvo como resultado orificios de 19 mm (3/4 de pulgada), tubo colector de 0.123 m de diámetro como mínimo, por lo que se deberán emplear tubos de 0.15 m (6 pulgadas) de diámetro. En la línea 5 se recomienda una altura mínima de los tubos colectores respecto a los módulos de placas paralelas de 0.33 m, en el plano del sedimentador se aprecia que la altura de los colectores con la que se diseñó fue de 0.80 m. Con esta altura mínima se asegura una distribución equitativa del agua en todos los tubos colectores.

10.3.4.3 Canal de lodos con sifones extractores

En el libro “Sedimentador” se presentan dos opciones “Canal Lodos” y “Tolvas Lodos”, para diseñar la purga de lodos del sedimentador. La primera consiste en canales inferiores con muchos tubos que extraen el lodo del canal. Aunque su funcionamiento hidráulico no es por sifón, se les llama así porque tienen la forma de un tubo que funciona de esa manera. La segunda opción consiste en tolvas independientes con un tubo colector común. Para diseñar esta última alternativa es necesario calcular primero el canal de lodos con sifones extractores porque las hojas de cálculo están ligadas y en la del canal de lodos se calculan valores que se utilizan en la de tolvas independientes.

Se recomienda diseñar con esta hoja cuando ya se tenga iniciado el plano del sedimentador (elaborado a partir de los resultados de las hojas “SedimPlacas” y “Colector”) debido a que

se solicita información que se puede obtener de forma sencilla de ese plano.

1. En la primera línea se definieron las dimensiones de los tubos de sifón que extraen el lodo. El caso del ejemplo se diseñó con tubos de 1 ½ pulgadas (38 mm) de diámetro y 2.84 m de longitud. En la columna de resultados de esta línea se calcula la relación (L/D), que se utiliza en la línea 2 para estimar el coeficiente de descarga
2. En el comentario de la celda de valor de esta línea aparece una tabla para estimar el coeficiente de descarga a partir de la relación (L/D), que en el caso del ejemplo analizado tiene un valor de 74.7. Con este valor se estimó un coeficiente de descarga de 0.53
3. En esta línea también se pide la carga hidráulica disponible en el tubo sifón para purgar el lodo. Esta carga se obtiene de forma sencilla del dibujo del sedimentador, y es la distancia del espejo del agua sobre los tubos colectores hasta la parte inferior de los canales de lodos. Es necesario haber definido antes la altura de los canales, dato que se captura en la línea 4 de esta hoja. En el caso del ejemplo esta carga es de 4.8 m. En la columna de resultados se calcula el caudal que puede extraer cada tubo.
4. En esta línea se calcula la producción de lodo a partir del caudal de agua que clarificará el submódulo de sedimentación y de la tasa de producción de lodo (TI). Este último valor se obtuvo de análisis en el laboratorio y dio como resultado 5 mL/L (ver inciso 10.2.4) por lo que se calcula que se producen 0.625 L/s de lodo

5. En esta línea se definen las dimensiones del canal de lodos, se debe cuidar que el ángulo de inclinación de sus paredes sea de al menos 45° . En el caso del ejemplo se definieron dos canales de 1.3 m de altura cuyas paredes tienen una inclinación de 48.63° , y tienen capacidad para almacenar 42.79 m^3 de lodo. El cálculo de las tolvas en la hoja "TolvasLodos" toma dimensiones de esta línea, es por eso que la altura del canal es la misma que de las tolvas y el número de canales es igual al número de hileras de tolvas
6. Se calculó el período de descarga máxima, que es el tiempo máximo que puede durar operando el sedimentador sin purgarse, en el caso del ejemplo fue de 19 horas
7. Se define la distancia entre tubos colectores y se calcula el número de estos. En el caso del ejemplo se especificó una distancia de 0.90 m y se obtuvo como resultado 28 tubos de sifón
8. Se definió el periodo de descarga ideal en 8 horas y se calculó el volumen de lodo producido en ese período que fue de 18 m^3 , inferior a la capacidad de los canales
9. Se calculó el tiempo requerido para vaciar los canales de lodos, el resultado fue 4.4 minutos

10.3.4.4 Colector de lodos con tolvas independientes

El ejemplo que se está calculando utiliza tolvas independientes, pero se hizo el cálculo del canal de lodos porque el cálculo de las tolvas requiere de algunos datos y resultados de la hoja de "CanalLodos".

En esta hoja se capturaron los siguientes datos:

- Número de tolvas por hilera. Ya se definió en la hoja "CanalLodos" que son dos hileras
- Velocidad de arrastre para el lodo. Este es un dato que se obtiene de análisis del lodo. Se introdujo el valor que recomienda el CEPIS (*Manual V, Tomo II*, 1992, p. 93) de 0.10 m/s
- Relación de velocidad entre el colector y los tubos de descarga. Esta información sirve para definir el diámetro del tubo colector, se utilizó el mismo valor que se presenta en el ejemplo del CEPIS (*Manual V, Tomo II*, 1992, p. 93).

Se debe procurar que el diámetro de los orificios de descarga (d) calculado en la línea 5 sea igual al diámetro interno de tuberías comerciales. En el caso del ejemplo este diámetro fue de 0.149 m, que concuerda con tuberías de 6 pulgadas

10.3.4.5 Canal central de distribución

La función de este canal es distribuir el agua en forma equitativa a lo largo de todo el sedimentador. Al final del cálculo se presenta el porcentaje de desviación de velocidad entre el primero y el último orificio, esta deberá ser inferior a 5 por ciento.

Los datos que se solicitan en esta hoja son:

- Velocidad en los orificios (V_I). Limitada por el gradiente de velocidad que se produce en el orificio
- Separación centro a centro entre orificios (a)

- Ancho del canal (B)
- Altura mínima del canal (h). Limitada por razones constructivas
- Altura máxima del canal (H). Limitada por la altura del sedimentador

En esta hoja se tiene que encontrar una configuración tal que satisfaga las siguientes condiciones: que la desviación de velocidad (DV) calculada en la línea 16 sea inferior a 5 por ciento y que el gradiente de velocidad producido en los orificios (Go), cálculo que se realiza en la línea 19, sea igual o inferior al gradiente del último canal de floculación. Además, de preferencia el diámetro de los orificios (d) deberá coincidir con un diámetro interno de tubería comercial de PVC. En el caso del ejemplo, los resultados de pruebas de jarras arrojaron como resultado que el gradiente óptimo para el último canal de floculación deberá ser de 30 s^{-1} , (ver sección 10.2.4) por lo tanto el gradiente (Go) deberá ser igual que o inferior a 30 s^{-1} .

El ejemplo se diseñó con $Vl = 0.143 \text{ m/s}$, $a = 0.50 \text{ m}$, $B = 1.0 \text{ m}$, $h = 0.60 \text{ m}$ y $H = 2.70 \text{ m}$. Con estos datos se obtuvo una desviación de velocidad de 4.9 por ciento y un gradiente en los orificios de 31 s^{-1} . El diámetro de los orificios se calculó en 0.149 m , muy próximo a un tubo de 6 pulgadas. Este diseño se consideró adecuado.

El cálculo de la desviación de velocidad se auxilia de la hoja “DesviaciónVel” del libro “Sedimentador”, donde se presenta una tabla con las velocidades calculadas para cada una de las salidas. Si el número de salidas cambia, se deberá incrementar o reducir, según sea el caso, el número de líneas en esta hoja para que corresponda con el número de pares de orificios. No es necesario capturar ningún dato en esta hoja.

Se deberá tener cuidado de que la celda N26 de la hoja “CanalDeDistribucion” haga referencia a la celda donde se calcula la velocidad del último par de orificios en la hoja “DesviaciónVel”.

10.3.5 CÁLCULO DEL FLOCULADOR

El siguiente equipo por calcular es el floculador. Para hacerlo se abre el archivo “Floculador” sin cerrar “DatosGenerales” ni “Sedimentador”, ya que el primero toma información de los dos últimos.

En el libro “Floculador” existen tres hojas: “Floculador”, “CanalAguaFloc” y “DesviacionVel”. En la hoja “Floculador” se calculan las principales dimensiones del equipo, y en las últimas dos hojas se calcula el canal de distribución de agua floculada.

10.3.5.1 Floculador

El floculador que se calcula con esta hoja es un tipo hidráulico vertical. Se caracteriza por ser profundo y ocupar poco espacio (ventaja sobre el floculador hidráulico horizontal), además de no requerir partes mecánicas en movimiento (ventaja sobre el floculador mecánico).

1. En la primera línea la hoja solicita el tiempo de residencia total del agua en el floculador (T). Del estudio de pruebas de jarras se obtuvo que con un tiempo de residencia de 20 min (ver 10.2.2) es suficiente para flocular el agua que se pretende potabilizar, por lo tanto, en esta celda se capturó 20. En la columna de resultados de esta línea se calcula el volumen total del floculador
2. En esta línea se propone la longitud total de la unidad y la profundidad del flocu-

lador. En la columna de resultados se calcula el ancho total de cada submódulo de floculación. En el ejemplo analizado se especificó una profundidad de 3.4 m y se ajustó la longitud para que el ancho total del submódulo diera un valor lo más aproximado a 5.0 m. Esto se hizo así para adecuar los cinco canales de floculación a un ancho de 1.0 m. El largo que resultó de esta iteración fue de 8.82 m, y el ancho de 5.002 metros

3. Se especifica el ancho del primer canal y se calcula el tiempo de residencia en el mismo. En el ejemplo de cálculo se especificaron todos los canales de 1.0 m de ancho, por lo que en cada uno se tiene un tiempo de residencia de 4 minutos
4. De acuerdo a las pruebas de jarras se definió que el gradiente deseado para ese canal de floculación es de 80 s^{-1} , y se calculó el número aproximado de compartimentos entre pantallas para conseguir ese gradiente
5. En esta línea se especificó que el espesor de las pantallas que formarán los canales de floculación será de 38 mm ($1 \frac{1}{2}$ pulgadas), pues se pretenden colocar de madera. Con esta información, en la columna de resultados se ajustó el número de mamparas calculado en el paso anterior
6. De la línea 6 a la 16 se realizan una serie de operaciones para calcular el gradiente de velocidad real en el tramo y la pérdida de carga en el mismo. El único dato adicional que hay que introducir es el coeficiente de rugosidad para la fórmula de Manning en la línea 11. Para el caso del primer canal, el gradiente real calculado utilizando un factor de Manning de 0.013 fue de 83.4 s^{-1} , y la pérdida de carga fue de $0.189 \text{ m H}_2\text{O}$

Los pasos de la línea 3 a la 16 se repiten para cada canal de floculación. Para cada uno se solicita su ancho y el gradiente deseado. Como ya se mencionó, a todos los canales se les dio un ancho de 1.0 m. El gradiente propuesto, la pérdida de carga y el gradiente real de cada canal se presentan en la Tabla 10.3.

Tabla 10.3 Parámetros del floculador

Número de canal	Gradiente deseado (s^{-1})	Pérdida de carga (m)	Gradiente real (s^{-1})
1	80	0.189	83.4
2	60	0.114	64.7
3	50	0.078	53.5
4	40	0.051	42.9
5	30	0.024	29.6
Total		0.457	

En la línea 72 se calcula el porcentaje que traslapa de la longitud de las mamparas para el último canal de floculación. Este valor debe ser mayor a 33 por ciento para evitar que el agua forme cortos circuitos, en el ejemplo calculado este valor fue de 48.8 por ciento. Solo se calcula para el último canal porque es el caso crítico, si el último pasa los demás también.

En la línea 73 se compara el ancho calculado con el ancho propuesto que resulta de sumar el ancho de cada canal. En este caso ya se había considerado esto al calcular el largo del floculador para adecuarlo al ancho de 5 canales de 1 metro.

En la línea 44 se calcula la diferencia con el ancho calculado.

En la línea 75 se calcula la pérdida de carga total al sumar las pérdidas de carga individuales.

Cuando se requiera calcular un floculador con menos de 5 canaletas se deberán eliminar las líneas donde se calculan las canaletas no existentes. Las celdas donde se calcula la última canaleta no se deberán eliminar y en ellas se deberá capturar la información correspondiente a la última canaleta del floculador, por lo tanto, las líneas que se pueden eliminar son de la 17 a la 58. Después de eliminar las líneas innecesarias se deberán modificar las fórmulas de las líneas 73 y 75 para que no consideren los sumandos de las líneas eliminadas.

10.3.5.2 Canal de conducción de agua floculada

El cálculo del canal de conducción de agua floculada es importante porque el flóculo que arrastra esa agua es frágil y si se presentan gradientes de velocidad altos durante su conducción al sedimentador es posible que se rompan. Además, en esta hoja también se calcula la distribución de agua floculada a los diferentes módulos de sedimentación para asegurar que esta sea equitativa. En esta hoja se piden cuatro datos:

- Altura del canal (H)
- Ancho mínimo del canal (B)
- Ancho máximo, inicial del canal (B_i)
- Coeficiente de Manning para el canal (n)

Se capturaron los valores de $H = 3.5$ m, $B = 0.60$ m y $n = 0.015$. Con estos valores capturados, la hoja calculó en la línea 5 un valor propuesto para B_i de 1.2 m. En la línea 6 se capturó el valor de B_i , colocando inicialmente un valor inferior al propuesto para intentar reducir el tamaño del canal sin afectar la desviación de velocidad (DV) calculada en la línea 12. Se encontró que un valor de 1.1 m provoca una desviación de 6

por ciento, por lo que se optó por colocar el valor propuesto de 1.2 metros.

En la línea 15 se calcula el gradiente de velocidad provocado en la entrada al floculador, este valor debe ser inferior al gradiente del último canal de floculación (30 s^{-1}). En el ejemplo de cálculo dio como resultado 16 s^{-1} .

En la línea 17 se calcula el gradiente de velocidad provocado por la conducción a través del canal, el valor obtenido en este punto fue de 1.1 s^{-1} , muy inferior a los 30 s^{-1} que se tienen como límite.

El cálculo de la desviación de velocidad se auxilia de la hoja “DesviacionVel”, donde se presenta una tabla con las velocidades calculadas para cada una de las entradas a los submódulos de sedimentación. Si el número de entradas cambia, se deberá incrementar o reducir, según sea el caso, el número de líneas en esta hoja para que corresponda con el número de submódulos de sedimentación. No es necesario capturar ningún dato en esta hoja.

Se deberá tener cuidado de que la celda N21 de la hoja “CanalAguaFloc” haga referencia a la celda donde se calcula la velocidad de la última entrada en la hoja “DesviacionVel”.

10.3.6 CÁLCULO DEL DISPOSITIVO DE MEZCLA RÁPIDA

El siguiente elemento por calcular es el de mezcla rápida. En este ejemplo se utilizó un canal Parshall, para calcularlo es necesario abrir el libro “MezclaRápida” sin cerrar la hoja “Datos-Generales”.

El libro “MezclaRápida” contiene siete hojas. La primera se llama “Parshall” y es donde se cal-

cula este canal de medición; las siguientes tres hojas, “Tabla5”, “Tabla7” y “FiguraParshall”, sirven de ayuda para la captura de información de la hoja “Parshall” y no es necesario capturar datos en ellas. La quinta hoja se llama “CanalConduccion” y en ella se calcula el canal de conducción de agua del Parshall al floculador.

Existen otras dos hojas que sirven para calcular dispositivos de mezcla rápida diferentes al canal Parshall, estas son “VertedorRectangular” donde se puede calcular un vertedor rectangular que puede funcionar para medición del flujo y para mezcla rápida, y la hoja “CambioPendiente”, donde se puede calcular un canal rectangular con cambio de pendiente.

El Parshall puede ser reemplazado por un vertedor rectangular especialmente diseñado para provocar una mezcla rápida apropiada, como se muestra en CEPIS (1992) y el cual puede ser calculado con la hoja “VertedorRectangular”, o se puede reemplazar por un canal rectangular con cambio de pendiente, como se muestra en la p.52 del documento mencionado. Esta última alternativa no incluye medición y se puede calcular utilizando la hoja “CambioPendiente”. En el ejemplo descrito se utilizó el canal Parshall.

10.3.6.1 Parshall y canal de conducción al floculador

El cálculo del Parshall está completamente automatizado y solo es necesario seleccionar el tamaño del Parshall que se utilizará y revisar que sea el adecuado para el caudal que pasará por el equipo. El tamaño del canal Parshall se especifica en la línea 1. En esta se debe capturar el ancho de garganta (W) en metros. Este ancho debe coincidir exactamente con los tamaños propues-

tos en la “Tabla 5” (ver hoja “Mezcla Rápida”, “Tabla5”) para que la hoja pueda identificar el resto de las dimensiones del Parshall basándose en el valor W .

Para el ejemplo descrito, se indicó un ancho de garganta equivalente a 0.305 m (1 pie), pues se vio en la “Tabla5” que un equipo de este tamaño tiene capacidad para medir flujos de 3.1 a 455 L/s. Después de colocar el valor 0.305 m para W en la línea 1, se revisó que el gradiente de velocidad en el resalto (G) calculado en la línea 17 estuviera comprendido entre 700 y 1300 s^{-1} , esto asegura un eficiente mezclado entre el producto químico que se dosifica antes del resalto y el agua cruda.

En la línea 18 se revisó que el porcentaje de sumersión fuera inferior a 70 por ciento. El valor obtenido fue de 49 por ciento, por lo que se asegura que el equipo trabaja con descarga libre y las fórmulas que se usaron en el cálculo son adecuadas. En la hoja “Tabla7” se presentan las ecuaciones empleadas en el cálculo del tirante. En la hoja “FiguraParshall” se muestra una imagen que muestra las dimensiones definidas en la hoja “Tabla5”.

En la hoja “CanalConducción” se calcula, empleando la fórmula de Manning, el canal que conduce el agua desde el Parshall hasta el floculador.

10.3.7 CÁLCULO DE LA CAJA DE DISTRIBUCIÓN

El siguiente elemento, en el orden que se siguió, es la caja de distribución de agua cruda. Para calcular este equipo es necesario abrir el libro “CajaDist” sin cerrar “DatosGenerales” y “MezclaRápida”.

Para configurar las dimensiones de la caja de distribución sólo es necesario definir tres parámetros:

- Tiempo de retención. En la celda donde se captura el valor de este tiempo existe un comentario que aconseja modificar este número para hacer que el cálculo resulte en una caja de forma aproximada al cuadrado. Para asegurar que esto suceda así, primero es necesario capturar los dos valores que se mencionan en los puntos posteriores y después regresar a este punto a ajustar el tiempo de residencia
- Profundidad. Se aconseja que esta sea de 2 a 3 m. Se propone que sea profunda para evitar que la turbulencia provocada por el tubo de entrada, colocado en la parte inferior (ver plano “Caja distribuidora”), influya en la distribución del agua en los vertedores de la parte superior
- Ancho del muro que divide los canales del Parshall. Este ancho depende del cálculo estructural

La hoja “CajaDist”, del libro del mismo nombre, toma valores de las hojas “DatosGenerales” y de la hoja “Parshall”. De esta última toma el ancho de los canales que conducen el agua hacia ese medidor y este valor se utiliza para calcular el ancho de la caja de distribución. Como además ya se tiene definida la profundidad, con el tiempo de residencia es posible calcular el largo de la caja. En el ejemplo propuesto se utilizó un ancho de muro de 0.25 m, una profundidad de 2.5 m y se ajustó el tiempo de residencia a 50 segundos. Con esta información la hoja calculó una caja de 3.23 m de ancho por 3.10 m de largo, que corresponde a una forma cuadrada como la que

se recomienda. En la línea 3 de la hoja “CajaDist” del libro del mismo nombre, se calcula la altura de la cresta que se producirá en los vertedores de salida de la caja. En la hoja “Vertedor” de ese mismo libro se grafica la altura de la cresta contra diferentes caudales, esta gráfica se puede utilizar para diseñar un flotador que, colocado sobre la cresta, sirva para medir el flujo que está entrando a la potabilizadora. Se puede prescindir del Parshall si el vertedor se utiliza como se mencionó para medición y además para mezcla rápida. Para hacer esto último se recomienda diseñar un vertedor rectangular utilizando la hoja “VertedorRectangular”.

10.3.8 CÁLCULO DEL SISTEMA DE CLORACIÓN

El sistema de cloración se compone de tres elementos principales: el clorador, la bomba ayuda y la interconexión hidráulica. El clorador es un equipo sofisticado que tiene que ser adquirido en una casa comercial, su función es medir y controlar el flujo de cloro gas que se dosifica al agua, además de hacerlo empleando un sistema complejo de seguridad.

El cloro es un elemento químico que a temperatura y presión ordinaria se presenta como gas, posee un color amarillo verdoso y un olor característico altamente irritante y sofocante. El gas es aproximadamente 2.5 veces más pesado que el aire. En estado líquido es aproximadamente 1.5 veces más pesado que el agua. El cloro se comercializa en forma líquida en contenedores de 68 kg y 908 kg de capacidad, donde se encuentra a una presión de aproximadamente 1.03 MPa (150 lb/pulgadas², 10.5 kg/cm²). Su manejo debe hacerse con cuidado y por personal capacitado. Si el organismo operador no cuenta con personal capacitado para manejar cloro, será

necesario que se tomen cursos de seguridad y se tenga a la mano un manual para manejo de cloro.

La complejidad de los cloradores modernos se debe a su sistema de seguridad. El sistema funciona de la siguiente manera: existe una válvula de vacío que se instala lo más próxima posible al tanque de cloro gas. La función de esta válvula es dejar fluir el gas solo cuando existe una presión negativa en su salida.

Desde la salida de esta válvula hasta el punto donde se mezcla con el agua, el gas que es conducido dentro de la tubería tiene una presión inferior a la atmosférica. En caso de que esa tubería presente una fuga, en lugar de que el cloro salga, el aire ingresa, rompe el vacío y la válvula impide que salga más cloro gas.

En las instalaciones donde es necesario extraer cantidades grandes de cloro desde los tanques es necesario instalar una pierna de goteo con calentador en la válvula de vacío. La función de la pierna de goteo es evitar que el cloro gas pase a la fase líquida. Debido al proceso adiabático que se presenta con la expansión del gas al sacarlo del tanque, este se enfría y puede llegar a condensarse si el flujo de extracción es elevado. La pierna de goteo hace que el líquido que se presente pase a una cámara donde se le transfiere calor mediante una resistencia eléctrica, de esta forma el líquido vuelve al estado gaseoso. Después de la válvula de vacío se instala el rotámetro para medir el flujo y una válvula de aguja para controlarlo. Por último, el gas es succionado por un inyector tipo Venturi. Este inyector consiste en un Venturi que es alimentado con agua por la bomba ayuda, en el Venturi se incrementa la velocidad del agua y por tanto dis-

minuye su presión, produciendo un vacío que es utilizado para succionar el cloro gas.

El sistema completo cuenta con dos sistemas de tuberías, en uno se conduce el gas y en otro agua antes del inyector y agua clorada después de este. Si el gas se conduce a presión antes de la válvula de vacío la línea de conducción deberá hacerse en tubería de fierro negro cédula 80 (el gas cloro puro no corroe el acero) de 19 mm ($\frac{3}{4}$ de pulgada) de diámetro como mínimo y además se deberá proteger para evitar que pueda ser golpeada accidentalmente. La conducción después de la válvula de vacío se hace mediante tubo de plástico flexible (*tubing*) que es suministrado por el proveedor de los equipos.

La conducción de agua se hace usualmente empleando tubería PVC tipo hidráulica. Antes del inyector se puede emplear otro material, pero después de este es necesario emplear PVC para evitar que el agua clorada corra el tubo. Las dimensiones de la tubería que conduce el cloro gas las recomienda el fabricante de los equipos y no se incluye un cálculo de esta en el libro "Cloración" en la hoja del mismo nombre, pero sí se incluye el cálculo de las dimensiones de la tubería de agua, tanto antes como después del inyector. El objetivo de este libro es calcular lo siguiente:

- Número de cilindros de cloro requeridos
- Capacidad del clorador (bomba de vacío, rotámetro y válvula de control)
- Capacidad del inyector
- Capacidad de la bomba ayuda
- Dimensiones de la tubería que conduce el agua hacia el inyector

A continuación se describe el proceso que se siguió para calcular estos conceptos.

10.3.8.1 Número de cilindros y capacidad del clorador

1. En la primera línea se solicita la dosis óptima de diseño. En este punto se capturó la dosis óptima de 8 mg/L, información que ya se conocía. En la columna de resultados de esta línea se calculó la cantidad de cloro requerida para el caudal de un módulo en kg/d y en lb/d. Se emplean las dos unidades porque muchos fabricantes especifican sus equipos en lb/d. En ocasiones es buena alternativa considerar para el cálculo del equipo de cloración la capacidad completa de la potabilizadora, para hacer esto es necesario desproteger la hoja y cambiar el caudal considerado en esta línea
2. Se multiplica la cantidad de cloro requerida por un factor de seguridad. En el ejemplo se utilizó el factor 1.2
3. En esta línea se especifica la capacidad del clorador que se empleará y el número de cloradores extra que se utilizarán. Se especificó la capacidad de un clorador marca Wallace & Tiernan modelo V10K de 227 kg/d (500 lb/d) de capacidad. Se definió que se empleará un clorador de reserva
4. En esta línea se describe el tipo de clorador empleado, en este caso el V10K, y el método de aplicación es solución clorada
5. Se indica que el método es de control manual
6. Velocidad máxima de descarga del gas en un cilindro. Esta velocidad está limitada

por el tamaño del cilindro, pues para que el líquido contenido dentro de este pase a la fase gaseosa se requiere calor, mismo que deberá provenir del exterior del cilindro. En el comentario de la celda se indica que para un tanque de 68 kg la descarga máxima es de 16 kg/d, y para uno de 908 kg, la descarga máxima es de 192 kg/d. En el ejemplo presentado se especificó 192 kg/d

7. Capacidad del cilindro. Existen dos tipos de cilindro, uno de 68 kg de capacidad y otro de 908 kg. Dependiendo de la cantidad de cloro requerido se deberá utilizar uno u otro. En el ejemplo presentado se utilizaron cilindros de tonelada (908 kg)
8. Tiempo de reserva. Este tiempo dependerá de la calidad del servicio de suministro de cilindros de cloro gas. En el ejemplo se especificó 8 días.

En las líneas 9 a 11 se calcula el número de cilindros de cloro que se requerirán.

10.3.8.2 Selección del inyector y pérdida de carga del inyector al punto de aplicación

- De la línea 12 a la 19 se dimensiona la tubería que va de la salida del inyector al punto de aplicación. En el ejemplo se especificó tubería PVC C80 de 31.8 mm (1¼ pulgadas) de diámetro, de 50 m de longitud, con 8 codos y dos válvulas de bola
- En la línea 20 se define el desnivel existente desde el inyector hasta el punto de aplicación. En la hoja se considera que la descarga de esta tubería será a la presión

atmosférica y no a un tubo presurizado. Si este no es el caso, se deberá añadir a la elevación del punto de aplicación (E_a) la presión en $m H_2O$ (mca) de la tubería donde se descargará

- En las líneas 21 y 22 se calcula la contrapresión que existirá en el inyector
- Con la información de la capacidad de cloro que se deberá suministrar y la contrapresión existente en la tubería de conducción de agua clorada se procede a seleccionar el inyector en la línea 23. En el ejemplo se seleccionó el inyector modelo 242-K con garganta fija de 25.4 mm (1 pulgada) marca Wallace & Tiernan, ver referencia W&T. En la referencia mencionada se buscó un inyector de 227 kg/día (500 lb/d) que trabajara con una contrapresión de 10 lb/pulgadas² (10 psi), se encontró que el modelo 242-K es el adecuado, su presión de operación es de 80 lb/pulgadas² (80 psi), y el flujo que demanda en esas condiciones es de 58.1 L/min (15 gpm). Esta información se capturó en la línea 23
- En la línea 24 se calcula el flujo con el que se seleccionará la bomba ayuda. Este cálculo se realiza multiplicando un factor de seguridad por el flujo encontrado en la línea 23 para el inyector. El factor de seguridad que se consideró en el ejemplo fue de 1.05. Se consideró bajo para ahorrar energía, pero esto requerirá que se tenga cuidado con el desgaste que presente el impulsor, pues si

existe una holgura amplia entre este y la voluta, la bomba puede perder eficiencia. Esta holgura se deberá ajustar con cierta regularidad para evitar este problema

10.3.8.3 Pérdida de carga de la bomba ayuda al inyector

De la línea 25 a la 37 se dimensiona la tubería que va de la descarga de la bomba ayuda a la entrada del inyector. En el ejemplo se especificó tubería PVC-H de 31.8 mm (1¼ pulgadas) de diámetro de 3.8 m de longitud, con 7 codos, 2 válvulas de bola, 4 tees y 1 equipo de medición. El resultado fue una pérdida de presión de 2.274 m en la que se incluye 1.04 m de desnivel entre la bomba y el inyector

10.3.8.4 Pérdida de carga en la línea de alimentación a la bomba ayuda

De la línea 38 a la 46 se dimensiona la tubería que va de la toma de agua clara a la succión de la bomba ayuda. En el ejemplo se especificó tubería PVC-H de 31.8 mm (1¼ pulgadas) de diámetro de 30 m de longitud, con 5 codos y 1 entrada a tubería. El resultado fue una pérdida de presión de 2.008 mca. En las líneas 47 y 48 se selecciona la bomba ayuda. En la 47 se calcula la carga dinámica total (CDT) con que operará la bomba, que resultó de kPa (60.53 metros de carga). En la línea 48 se presentan el flujo y la CDT en las unidades en que se presentan las tablas de selección de bombas marca Grundfos. Se seleccionó el modelo CR4-60N de 2.2 kW (3 HP).

10.3.9 CÁLCULO DEL SISTEMA DE DOSIFICACIÓN DE FLOCULANTES

En el libro “Productos Quím” en la hoja del mismo nombre se calculan las dimensiones de los recipientes donde se prepararán las soluciones de sulfato de aluminio y polímero, la capacidad del dosificador que inyectará estas soluciones al agua cruda y el volumen de almacenamiento que será necesario para cada uno de los floculantes.

El libro consta de una hoja dividida en dos secciones, una para cada uno de los productos químicos a dosificar. En cada una de estas secciones se solicita:

- La dosis máxima y la concentración de la solución que se preparará. Con esta información se calcula la capacidad del dosificador

La dosis máxima que se especificó para el sulfato de aluminio fue de 40 mg/L y la solución con una concentración de 10 por ciento. Con esta información se calculó que el dosificador deberá suministrar un flujo de 333.3 L/h (85.96 gal/h)

La dosis máxima especificada para el polímero fue de 0.5 mg/L y la solución preparada se especificó a 10 por ciento. Con esta información se calculó que el dosificador de este producto químico debe suministrar un flujo de 4.54 L/h (1.2 gal/h)

- El tiempo que deberá durar en almacenamiento el producto químico y las dimensiones de los sacos o tambos del producto. Con esto se calcula la cantidad de producto químico que se almacenará. Para el sulfato de aluminio se especi-

caron 8 días de almacenamiento, lo que resultó en un volumen de 5.71 m³. El cálculo del volumen de polímero almacenado utiliza el mismo valor proporcionado al sulfato de aluminio; para los 8 días ya especificados se requiere un volumen de almacenamiento de 0.105 m³ Cantidad de producto químico empleado en cada mezcla y superficie del tanque donde se preparará la mezcla. Con esta información la hoja calcula la duración de la mezcla y el nivel del agua en el tanque

En el caso del ejemplo calculado se especificaron 450 kg de sulfato de aluminio por mezcla, con lo que se calcula un tiempo de duración de 12.5 horas. En los comentarios de la hoja se recomienda que esta duración no sea inferior a 12 horas. Para el polímero se ajustaron los datos con el objeto de obtener las dimensiones de un tambor comercial de plástico. La información que se capturó fue 32 kg por mezcla, lo que dio como resultado una duración de 53.3 horas y las dimensiones de un tambor de 0.60 m de diámetro por 0.90 m de altura.

10.3.10 CÁLCULO DEL SOPLADOR

En el ejemplo presentado no se utiliza el lavado con aire y por lo tanto no se requiere del soplador. Sin embargo, se presenta como ejemplo el cálculo de un soplador para el caso de lavado previo con aire y posterior con agua, donde la tasa de inyección de aire recomendada es de 15 a 30 m³/(m² h). La tasa utilizada en el ejemplo presentado fue de 30 m³/h y, con una tubería de conducción de 152 mm (6 pulgadas) de diámetro, resultó un soplador de 7.5 kW (10 HP) de potencia.



11

EJEMPLOS DE DISEÑO PARA UNIDADES DE MANEJO DE SUBPRODUCTOS

11.1 EJEMPLO 1. ESPESADOR POR GRAVEDAD

Se tiene una planta potabilizadora con un tren convencional que consiste en mezcla rápida, floculación, sedimentación y filtración. En la Tabla 11.1 se mencionan los parámetros de operación.

Tabla 11.1 Datos generales de la planta

Caudal (L/s)	250
Dosis de sulfato de aluminio (mg/L)	25
Dosis de sulfato de aluminio como alúmina (mg/L)	4.25
Dosis de polímero (mg/L)	1.0
Carbón orgánico disuelto (mg/L)	2.0
Densidad de lodos (kg/m ³)	1020
SST en agua cruda (mg/L)	50
Número de filtros	4
Tasa de filtración (m/h)	10.63
Área de filtración en cada filtro (m ²)	21.16
Tasa de retrolavado (m/h)	40
Tiempo de retrolavado (min)	10

11.1.1 CÁLCULO DE LA PRODUCCIÓN DE LODO BASE SECA POR DÍA

Una vez conocidos los datos de la tabla anterior, mediante la ecuación para sulfato de aluminio mostrada en la sección 8.1.1.1, se calcula la producción de lodos base seca diaria.

$$S = (86.4)(0.25 \text{ m}^3/\text{s}) (0.44 * 25 \text{ mg/L} + 2 \text{ mg/L} + 50 \text{ mg/L} + 1 \text{ mg/L})$$
$$S = 1382.4 \text{ kg/d}$$

11.1.2 CÁLCULO DEL VOLUMEN DE PURGADO, CANTIDAD DE SÓLIDOS BASE SECA RETENIDA Y FUGA DE SÓLIDOS

Se tienen dos sedimentadores, el caudal de trabajo por unidad es de $21\,600 \text{ m}^3/(2 \text{ d}) = 10\,800 \text{ m}^3/\text{d}$.

Considerando el siguiente sistema de ecuaciones para el balance de masa en el sedimentador, se calcula el caudal de purga Q_p y el caudal del efluente de agua clarificada Q_e de la siguiente manera:

$$S = (Q_p C_p) + (Q_e C_e) \quad \text{Ecuación 11.1}$$

$$Q = Q_p + Q_e \quad \text{Ecuación 11.2}$$

donde:

S = cantidad de lodo producido en coagulación química (1 382.4 kg/d)

Q_p = caudal de purga (m³/d)

C_p = concentración de sólidos en la purga (asumiendo un 0.5 % = 5 g/L = 5 kg/m³)

Q_e = caudal de agua efluente sedimentador (m^3/d)

C_e = concentración de sólidos en el efluente del sedimentador (asumiendo $3.2 \text{ mg/L} = 0.0032 \text{ kg/m}^3$)

Q = caudal de la planta ($21\ 600 \text{ m}^3/d$)

Aplicando la Ecuación 11.1 se tiene:

$$1\ 382.4 = Q_p (5 \text{ kg/m}^3) + Q_e (0.0032 \text{ kg/m}^3)$$

De la Ecuación 11.2 se despeja Q_p para resolver la Ecuación 11.1:

$$21\ 600 \text{ m}^3/d = Q_p + Q_e$$

$$Q_p = 21\ 600 \text{ m}^3/d - Q_e$$

Por lo tanto, todo queda en función del caudal de agua clarificada, Q_e :

$$1\ 382.4 = (21\ 600 - Q_e) (5) + Q_e (0.0032)$$

$$1\ 382.4 = 108\ 000 - 5 Q_e + 0.0032 Q_e$$

$$Q_e = 21\ 337.17$$

Una vez conocido el caudal de agua clarificada Q_e , se calcula el caudal de purga Q_p que es despejado de la Ecuación 11.2 para tener lo siguiente:

$$Q_p = Q - Q_e$$

$$Q_p = 21\ 600 \text{ m}^3/d - 21\ 337.17 \text{ m}^3/d$$

$$Q_p = 262.83 \text{ m}^3/d$$

Por lo tanto, el caudal de purga será el volumen diario que llegará al espesador = 262.83 m^3 .

Conociendo el caudal de purga ($262.83 \text{ m}^3/d$) y la concentración de sólidos en el caudal de purga (5 kg/m^3), se determina la cantidad diaria que llegará al espesador de la siguiente forma:

$$\text{Cantidad de sólidos por día en la purga} = 262.83 \text{ m}^3/d (5 \text{ kg/m}^3) = 1\ 314.1 \text{ kg/d}$$

Por lo que la cantidad de sólidos que fugan del sedimentador son los que salen en el agua clarificada:

$$\text{Cantidad de sólidos que fugan del sedimentador} = 21\ 337.17 \text{ m}^3/d (0.0032 \text{ kg/m}^3) = 68.3 \text{ kg/d}$$

La posterior unidad de tratamiento son los filtros, por lo tanto, la cantidad de sólidos fugados de los sedimentadores será repartida en los cuatro filtros: $68.3 \text{ kg/d} / 4 \text{ filtros} = 17.075 \text{ kg/d}$. Esto es lo que llegará a cada filtro.

11.1.3 CÁLCULO DEL VOLUMEN DE LODO DURANTE EL RETROLAVADO DE LOS FILTROS

De la Tabla 12.1 se tiene la tasa de lavado ($40 \text{ m/h} = 0.66 \text{ m/min}$) y el área del filtro (21.16 m^2), con estos datos se calcula el caudal de retrolavado y se multiplica por el tiempo de retrolavado para obtener el volumen de agua utilizado en la limpieza de cada filtro.

$$Q \text{ por filtro} = 0.66 \text{ m/min} (21.16 \text{ m}^2) = 14.10 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$V \text{ por filtro} = 14.10 \text{ m}^3/\text{min} (10 \text{ min}) = 141 \text{ m}^3$$

Con el fin de mantener agua en el tanque de distribución, y suponiendo que el retrolavado será

de dos filtros por día (es decir, las carreras de filtración serán de 48 horas), entonces, el volumen total de lodo durante el retrolavado de filtros por día será:

$$V \text{ de lodo} = 141 \text{ m}^3 (2 \text{ filtros}) = 282 \text{ m}^3$$

Suponiendo que la eficiencia de filtración es de 99.5 por ciento, la cantidad de sólidos retenidos será:

$$\text{Sólidos base seca retenidos por filtro} = 17.075 \text{ kg/d} * 0.995 = 16.98 \text{ kg/d}$$

Pero como la carrera de filtración es de 48 horas, los sólidos retenidos = 16.98 kg/d (2 días) = 33.96 kg.

Sólidos base seca retenidos por 2 filtros = 33.96 kg/d (2) = 67.92 kg/d (esta será la cantidad de sólidos que llega al espesador considerando que el medio filtrante ha sido lavado eficazmente).

La fuga de sólidos de los filtros se calcula restando la cantidad de sólidos fugados en el sedimentador menos la cantidad retenida en los filtros:

$$\text{Fuga de sólidos en los 4 filtros} = 68.3 \text{ kg/d} - (16.98 \text{ kg/d}) (4) = 0.38 \text{ kg/d}$$

El volumen total diario que llegará al espesador será el volumen proveniente de la purga del sedimentador y el volumen del retrolavado:

$$V \text{ total a espesar} = 262.83 \text{ m}^3 + 282 \text{ m}^3 = 544.83 \text{ m}^3$$

Balance de sólidos:

Sólidos que entran al sistema = sólidos purgados en el sedimentador + sólidos que salen en el agua de retrolavado + sólidos que fugan en el agua filtrada,

$$1\ 382.4 \text{ kg/d} = 1\ 314.1 \text{ kg/d} + 67.92 \text{ kg/d} + 0.38 \text{ kg/d}$$

11.1.4 DIMENSIONES DEL ESPESADOR DE LODOS

Considerando que la carga superficial mostrada en la Tabla 8.7 de la sección 8.2.1, debe estar en un rango comprendido entre 4 y 8 m/d, se proponen las siguientes dimensiones:

Diámetro del espesador = 13 m

Radio = 6.5 m

Altura del espesador = 4.5 m

Con el diámetro propuesto, el área será:

$$A = \pi * 6.5^2 = 132.73 \text{ m}^2$$

El volumen de espesador será:

$$V = A h = 78.53 \text{ m}^2 (4.5 \text{ m}) = 597.3 \text{ m}^3$$

Se puede ver que este volumen es adecuado para llevar a cabo el espesamiento, ya que es mayor que el requerido (544.83 m³) y es recomendable para soportar variaciones de operación y tener un bordo libre.

La carga superficial será el volumen de lodo generado por día entre el área del espesador:

$$\text{Carga superficial} = (544.83 \text{ m}^3/\text{d}) / (132.73 \text{ m}^2) = 4.1 \text{ m/d}$$

y se encuentra dentro del rango recomendado.

11.2 EJEMPLO 2. DISEÑO DE UN LECHO DE SECADO DE LODOS

Una planta de clarificación convencional con coagulación genera un volumen de lodo espesado diario de 54 m³/d, con una concentración de sólidos de 40 kg/m³. Calcular las dimensiones de los lechos de secado de lodos cuyo intervalo de tiempo entre la aplicación y el retiro de los lodos sea de alrededor de 30 días. La evaporación de la región es de 1 691 mm/año. Se requiere aplicar un espesor de lodo en los lechos de 30 centímetros.

Como recomendación de diseño se tiene que los lechos de secado tienen un mejor desempeño si se trabajan a una carga de sólidos comprendida entre 50 y 125 kg/(m² año), la relación longitud – ancho debe ser de 1.7 a 2.5, la cama de grava con un diámetro de partícula de 2.54 cm debe estar comprendida entre 0.30 a 0.46 m y la arena de diámetro de 0.25 cm entre 10 y 30 cm.

11.2.1 CÁLCULO DE LA CARGA DE SÓLIDOS ESPESADOS POR DÍA

$$C_s = VLG(X_{si}) \quad \text{Ecuación 11.3}$$

donde:

- C_s = Carga de sólidos espesados por día (kg/d)
- VLG = Volumen de lodo generado (m³/d)
- X_{si} = Concentración inicial de sólidos (kg/m³)

Por lo que

$$C_{si} = 54 \frac{m^3}{d} \left(40 \frac{kg}{m^3} \right) = 2160 \frac{kg}{d}$$

11.2.2 CARGA INICIAL DE SÓLIDOS POR METRO CUADRADO

$$C_{si} = X_{is}(ELA)(10) \quad \text{Ecuación 11.4}$$

donde:

- C_{si} = Carga inicial de sólidos por metro cuadrado (kg/m²)
- ELA = Espesor de lodo aplicado (m)
- X_{is} = Concentración inicial de sólidos (% en peso)

La concentración inicial de sólidos es del 4 por ciento (40 g/L) y el espesor de lodo aplicado propuesto es de 0.30 m, por lo tanto la C_{si} será:

$$C_{si} = 4(0.30 \text{ m})(10) = 12 \frac{kg}{m^2}$$

11.2.3 ESPESOR FINAL DE LODO

$$EFL = X_{is} \left(\frac{ELA}{X_{fs}} \right) \quad \text{Ecuación 11.5}$$

donde:

- EFL = Espesor final de lodo (m)
- ELA = Espesor de lodo aplicado (m)
- X_{is} = Concentración inicial de sólidos (% en peso)
- X_{fs} = Concentración final de sólidos (% en peso)

Se propone una concentración final de sólidos de 30 por ciento, por lo que el espesor final de lodo es:

$$EFL = 4 \left(\frac{0.3}{30} \right) = 0.04 \text{ m} = 4 \text{ cm}$$

Este será el espesor de lodo una vez se haya realizado el drenado de agua y la evaporación.

11.2.4 CAMBIO EN EL ESPESOR DEL LODO POR EL AGUA DRENADA

Parte del agua que contiene el lodo se drena por filtración o decantación, esto provoca un cambio en el espesor de la lámina de lodo. El cambio en el espesor de lodo por el agua drenada es generalmente menor al 50 por ciento. Para este ejemplo se considerará igual al 45 por ciento.

$$CED = ELA(\text{fracción de agua drenada})$$

Ecuación 11.6

donde:

CED = Cambio en el espesor del lodo por el agua drenada (m)

ELA = Espesor de lecho aplicado (m)

$$CED = 0.3 \text{ m}(0.45) = 0.135 \text{ m}$$

11.2.5 CAMBIO DE ESPESOR DEBIDO A LA EVAPORACIÓN

El resto del cambio del espesor en el lecho se deberá a la evaporación y se calcula de la siguiente manera.

$$CEE = ELA - CED \quad \text{Ecuación 11.7}$$

donde:

CEE = Cambio de espesor debido a evaporación (m)

ELA = Espesor de lodo aplicado (m)

CED = Cambio en el espesor del lodo por el agua drenada (m)

$$CEE = 0.3 - 0.135 = 0.165 \text{ m}$$

11.2.6 TIEMPO REQUERIDO PARA LA EVAPORACIÓN

El tiempo requerido para lograr la evaporación y lograr la concentración deseada de sólidos en el lodo depende de la tasa de evaporación. Como las tasas de evaporación tienen variaciones estacionales, la evaporación anual promedio se puede usar para estimar el rendimiento promedio de los lechos de secado.

El tiempo necesario para que se seque el lodo, sin tomar en cuenta los días de drenaje se calcula de la siguiente manera:

$$T = \frac{CEE}{E} \quad \text{Ecuación 11.8}$$

donde:

T = Tiempo necesario para la evaporación (días)

E = Tasa de evaporación anual (m/año)

Para este problema se establece que la evaporación de la zona es de 1 691 mm/año, por lo que el tiempo que tardará en evaporarse el agua de la lámina de lodo restante es:

$$T = \frac{0.165 \text{ m}}{1.691 \text{ m/año}} = 0.0975 \text{ años} = 35.6 \text{ d} \approx 36 \text{ d}$$

11.2.7 NÚMERO DE APLICACIONES POR AÑO

El número de aplicaciones por año que podrán descargarse sobre el lecho considerando el tiempo de evaporación se calcula de la siguiente forma.

$$N_p = \frac{365}{T} \quad \text{Ecuación 11.9}$$

donde:

N_p = Número de aplicaciones por año
 T = Tiempo necesario para la evaporación (días)

$$N_p = \frac{365}{36} = 10.1 \approx 10 \text{ aplicaciones}$$

11.2.8 CARGA SUPERFICIAL

$$C_{sup} = C_{is}(N_p) \quad \text{Ecuación 11.10}$$

donde:

C_{sup} = Carga superficial $\text{kg}/(\text{m}^2 \text{ año})$
 C_{is} = Carga inicial de sólidos (kg/m^2)
 N_p = Número de aplicaciones por año

La carga superficial sobre el lecho debe estar entre 50 y 125 $\text{kg}/(\text{m}^2 \text{ año})$ para lechos abiertos, en este caso la carga fue:

$$C_{sup} = 12 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} (10) = 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{ año}}$$

11.2.9 CÁLCULO DEL ÁREA REQUERIDA

El área requerida para tener dicha carga superficial será:

$$A = \frac{365 C_s}{C_{sup}} \quad \text{Ecuación 11.11}$$

donde:

A = Área requerida para lechos (m^2)

C_s = Carga de sólidos diaria (kg/d)

Por lo que:

$$A = \frac{365 \left(2160 \frac{\text{kg}}{\text{d}} \right)}{120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \text{ año}}} = 6570 \text{ m}^2$$

11.2.10 DIMENSIONES DEL LECHO

Se proponen las siguientes dimensiones para los lechos de secado:

Ancho = 10 m

Largo = 25 m

Por lo que:

Área de un lecho = 250 m^2

Número de lechos = 6570 $\text{m}^2 / 250 \text{ m}^2 = 26$

Volumen de lodo que recibirá cada lecho =
Área del lecho (espesor de lodo aplicado) =
250 $\text{m}^2 (0.3 \text{ m}) = 75 \text{ m}^3$

Tiempo de llenado de cada lecho =
Volumen de lodo que recibe el lecho / Volumen de lodo generado =
(75 m^3) / (54 m^3/d) = 1.38 días

Y debe desocuparse en 36 días

Alto de cada lecho = 0.40 m

Cama de arena = 0.30 m

Cama de grava = 0.40 m

Relación largo-ancho = 2.5

12

FUNCIONAMIENTO Y COMPORTAMIENTO DE PLANTAS POTABILIZADORAS EN MÉXICO CONFORME VISITAS TÉCNICAS REALIZADAS

12.1 INTRODUCCIÓN

Como parte de los trabajos que realizó la Comisión Nacional del Agua con relación a la elaboración de libros técnicos que integraron el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (Versión 2002) se encontró la revisión del libro denominado *Diseño de plantas potabilizadoras tipo de tecnología simplificada*, para lo cual se llevó a cabo una serie de visitas a diferentes plantas potabilizadoras en el país, con la finalidad de obtener información complementaria que pudiera ser aprovechada para incluirse en el libro y calibrar el modelo de cálculo.

12.2 VISITAS REALIZADAS A PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA EN LA REPÚBLICA MEXICANA

Se efectuaron visitas a 7 plantas potabilizadoras en la República Mexicana, que fueron seleccio-

nadas por su magnitud e importancia, además del tipo de proceso; en la Tabla 12.1 se listan las plantas visitadas.

Tabla 12.1 Plantas potabilizadoras visitadas

Planta potabilizadora
Planta potabilizadora "San Lorenzo" de la ciudad de Culiacán, Sinaloa
Planta potabilizadora de la ciudad de Cerro Azul, Ver.
Planta potabilizadora de San Gaspar en la ciudad de Guadalajara, Jalisco
Planta potabilizadora Madín en Naucalpan de Juárez, Estado de México
Planta potabilizadora Los Berros, en Los Berros, municipio de Villa de Allende, Estado de México
Planta potabilizadora Magdalena Contreras, Delegación Magdalena Contreras, Distrito Federal
Planta de remoción de fierro-manganeso Peñón- Texcoco, zona federal lago de Texcoco, carretera Peñón- Texcoco, Estado de México

12.3 CARACTERÍSTICAS DE LAS PLANTAS POTABILIZADORAS VISITADAS

En la Tabla 12.2 se indican las características de las plantas visitadas y se hacen algunos comentarios que se consideran relevantes.

Tabla 12.2 Características de las plantas potabilizadoras visitadas

Planta potabilizadora	Proceso
1. Planta potabilizadora San Lorenzo de la ciudad de Culiacán, Sinaloa Módulo I	Mezcla rápida con precloración (coagulante y ayudante de floculación: sulfato de aluminio y polielectrolito catiónico) Floculador hidráulico con mamparas de asbesto cemento Sedimentador con placas paralelas Filtro con lecho de arena sílica y retrolavado aire-agua Cloración
Planta potabilizadora San Lorenzo de la ciudad de Culiacán, Sinaloa Módulo II	Mezcla rápida con precloración (coagulantes y ayudante de floculación: sulfato de aluminio y polielectrolito catiónico) Floculador hidráulico con mamparas de asbesto cemento Sedimentador con placas paralelas Filtro con lecho de arena sílica y retrolavado aire-agua Cloración
2. Planta potabilizadora de la ciudad de Cerro Azul, Ver.	Mezcla rápida con precloración (coagulante: sulfato de aluminio) Filtro con lecho de arena, grava y antracita, y retrolavado aire-agua Cloración
3. Planta potabilizadora de San Gaspar en la ciudad de Guadalajara, Jalisco	Mezcla rápida con precloración, distribución y medición (coagulante y ayudante de floculación: sulfato de aluminio, polielectrolito y cal) Floculador hidráulico con mamparas de fibra de vidrio Sedimentador con placas paralelas de fibra de vidrio Filtro con lecho de arena, grava y antracita (retrolavado aire-agua) Cloración
4. Planta potabilizadora Madín en Naulcalpan de Juárez, Estado de México	Mezcla rápida con precloración (coagulante y ayudante de floculación: sulfato de aluminio y polielectrolito catiónico) Floculador de agitación mecánica, paletas de eje horizontal Sedimentador con placas paralelas Filtro con lecho de arena sílica Cloración
5. Planta potabilizadora Los Berros, Los Berros, municipio de Villa de Allende, Estado de México	Distribución, medición y mezcla (canales Parshall) (coagulante: sulfato de aluminio), floculadores, sedimentadores, filtros de arena (retrolavado con aire) Tratamiento de lodos, adición polímero, espesador, cárcamo de bombeo de lodos y presa de lodos instalaciones complementarias, cloración, sistema de neutralización
6. Planta potabilizadora Magdalena Contreras, Delegación Magdalena Contreras, Distrito Federal	Tubo de Venturi, Canal Parshall Dosificación de sulfato de aluminio y cal, floculador, sedimentador, filtros Cloración con hipoclorito de sodio
7. Planta de remoción de hierro-manganeso Peñón-Textcoco, zona federal lago de Texcoco, carretera Peñón-Textcoco, Estado de México	Recepción de agua cruda, cloración, filtros empacados con zeolita natural acondicionada con óxidos de manganeso. Sistema de retrolavado agua-aire. Tanque de recuperación de agua de retrolavado. Filtro prensa para lodos. Cloración

La planta de remoción de hierro-manganeso Peñón-Textcoco, ubicada en la zona federal lago de Texcoco, carretera Peñón-Textcoco, Estado de México, no es una planta potabilizadora de clarificación, por lo cual será omitida de los capítulos de conclusiones y recomendaciones

* Cuando se habla de tratamiento de lodos se refiere a sistemas para facilitar el manejo y disposición de los mismos

12.4 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROCESO

El proceso general en la mayoría de las plantas visitadas consiste en:

- Recepción de aguas crudas. El agua llega a un tanque de recepción, generalmente con entrada por la parte inferior
- Medición de caudal. En la mayoría de las plantas potabilizadoras de clarificación convencional se tiene instalado un canal Parshall para aforar el caudal que ingresa a la planta potabilizadora
- Unidad de mezcla rápida/coagulación. En las plantas en donde se tiene instalado un canal Parshall se aprovecha el resalto hidráulico para realizar la mezcla rápida de reactivos, generalmente disoluciones de cloro y de sulfato de aluminio. Posterior a la unidad de mezcla rápida el agua pasa a un tanque con salida hacia una caja repartidora, la que distribuye el agua hacia los trenes de potabilización
- Floculación. Aunque en varios casos se utiliza agitación mecánica con paletas o aspas giratorias y eje vertical, en este libro se propone la floculación hidráulica.
- Sedimentador. Por lo general se tienen tanques de sedimentación de alta tasa que utilizan placas de fibra de vidrio montadas en módulos. Para la recolección de lodos cada sedimentador dispone de tolvas, las que se purgan manualmente. Los lodos son vertidos generalmente al drenaje o a cuerpos receptores generalmente sin tratamiento
- Filtración. Generalmente consta de filtros de lecho dual antracita-arena o simplemente arena. El retrolavado se

realiza con agua filtrada, empleando sistemas de aire-agua

- Lodos. El agua del lavado de filtros y los lodos generados en los sedimentadores se disponen generalmente sin tratamiento
- Adición de productos químicos. Regularmente la planta tiene un sistema de dosificación de reactivos mediante tolvas, teniendo como reactivos alguno de los siguientes: sulfato de aluminio, polímero, cal y cloro. El cloro puede ser suministrado como gas o como hipoclorito de sodio sin diluir

Generalmente existe también un laboratorio para caracterizar el agua cruda y tratada, para llevar a cabo pruebas de tratamiento con el agua cruda y para llevar a cabo análisis de agua para el control del proceso. Esta instalación cuenta con equipo de prueba de Jarras y eventualmente equipo para la determinación de parámetros físicoquímicos y microbiológicos.

12.5 PROBLEMÁTICA PRINCIPAL DETECTADA, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación se menciona la problemática principal detectada, así como las conclusiones y recomendaciones para cada una de las etapas del proceso.

12.5.1 MEDICIÓN DE CAUDAL

- Es frecuente encontrar que los canales Parshall en las plantas potabilizadoras no funcionan como medidores de flujo y solo son utilizados para mezcla de

reactivos; al parecer esto se debe al mal diseño o construcción deficiente de los canales y es el motivo por el que la medición se realiza en algunos casos mediante un medidor tipo Venturi o por aforos recurrentes en el acueducto

- Se requiere de rehabilitación y calibración de los canales Parshall existentes, así como considerar su instalación donde no existan o en proyectos nuevos
- No es posible hacer la medición de caudal en tuberías en la mayoría de las postabilizadoras ya que, en general, la conducción del agua es mediante canales

12.5.2 ADICIÓN DE REACTIVOS

- Estudiar la conveniencia de revestir la caja de mezcla rápida para proteger el concreto
- La selección y dosificación de coagulantes, ayudantes de floculación o modificadores de pH debe determinarse conforme resultados obtenidos en prueba de jarras realizadas con las condiciones de mezcla y tiempos que representen las condiciones de operación de la planta
- Debe considerarse la necesidad de precloración
- En época de lluvias ocurre arrastre de sedimentos en las corrientes, por ende existirá una turbiedad mayor que en periodo de estiaje, por lo que es necesario prevenir la adición de una mayor cantidad de reactivos; dicha cantidad deberá ser estimada en la prueba de jarras y se deberá considerar que las purgas de lodos en las tolvas del sedimentador se hagan más frecuentemente (en una

planta se realizan cada 20 minutos en esta época)

12.5.3 PRECLORACIÓN

- Debido a contenidos altos de materia orgánica en el influente a la planta, el proceso de precloración es ineficiente, ya que no se llega a cantidades de cloro residual libre (CRL) necesarias para evitar crecimientos algales y para eliminar microorganismos en los procesos posteriores de floculación y sedimentación
- Una sobredosificación de cloro puede derivar en problemas por la formación de precursores de trihalometanos, que constituyen cancerígenos potenciales
- Debe considerarse incluir o eficientar procesos de pretratamiento para disminuir materia orgánica o sólidos, antes de la llegada a los tanques de mezcla y llevar un control riguroso del proceso de pre y postcloración

12.5.4 FLOCULACIÓN

- En el caso de floculadores hidráulicos con mamparas de asbesto cemento que no funcionen bien se recomienda sustituir dichas mamparas por otras de material diferente, como la madera tratada u otro
- La floculación mecánica genera principalmente problemas debido a fallas del mecanismo que acciona los agitadores mecánicos. Cabe mencionar que uno de los principales criterios para la selección de tecnología empleado en este libro ha sido evitar equipos con partes en movimiento susceptibles de fallas por falta de mantenimiento

- El sistema de agitación mecánica de floculación con eje vertical tiene menos problemas que el horizontal; sin embargo, para diseños nuevos se recomienda utilizar floculadores hidráulicos y evitar la agitación mecánica

12.5.5 SEDIMENTADOR

- Se observa que existe deformación y pandeo en una gran cantidad de láminas. Se prevé la necesidad de que se usen estructuras rígidas que contengan paquetes de láminas a fin de darles rigidez así como resistencia al paso del tiempo
- Un sedimentador muy largo dificulta la adecuada distribución del agua floculada a todo lo largo de la unidad, por lo que se deberá poner especial atención al diseño del canal central de distribución, considerando que si el floculador es muy largo será necesario subdividir el sedimentador en más módulos para que sea más corto. También se tendrá especial cuidado en el gradiente de velocidades provocado por los orificios de distribución, que puede dañar el flóculo
- En el sedimentador es necesario evitar sistemas de recolección de lodos con problemas de cortos circuitos, espacios muertos y un flujo diferente al tipo pistón, que disminuyen la eficiencia de todo el sistema. Se debe utilizar la pendiente adecuada y el diámetro de los tubos colectores adecuado, así como utilizar los tiempos de purga estipulados, con lo que se evitará el desperdicio del agua
- Se recomienda la nivelación de las ca-

naletas en los sedimentadores para una distribución uniforme del agua

12.5.6 FILTRACIÓN

- Se observa que hay gran cantidad de pérdida de medio filtrante por la operación de retrolavado de los filtros, principalmente cuando se usa el sistema agua-aire. Es necesario eficientar la operación aire-agua. También es necesario revisar el diseño del filtro: altura de canaletas para recolección de agua de retrolavado, granulometría de medio filtrante, espesor de lecho, caudal de lavado; así como llevar a cabo las acciones de mejora necesarias
- En la mayoría de los casos se desecha el agua de retrolavado, práctica que debe cesar y, por el contrario, adoptar e implementar sistemas de recuperación del agua de retrolavado de filtros así como la resultante de deshidratación de lodos
- En caso de requerir una modificación en los filtros, se recomienda realizar las pruebas pertinentes antes, a escala piloto

12.5.7 MANEJO Y TRATAMIENTO DE LODOS

- Se recomienda optimizar la operación de las unidades de tratamiento precedentes a los sedimentadores con la finalidad de formar flóculos con características apropiadas para favorecer la sedimentación y evitar depósitos de lodos sobre los módulos de alta tasa. Realizar purgas de lodos del sedimentador con la frecuencia y duración apropiadas

para evitar acumulación excesiva de lodo en las unidades de sedimentación. En caso de requerirse limpieza de los módulos de alta tasa, se sugiere buscar métodos que minimicen el daño de los mismos, en particular que no utilicen agua con alta presión

- El manejo y tratamiento de los lodos generados durante la potabilización es deficiente y en la mayoría de los casos no existe. La disposición se realiza en terrenos agrícolas o vertidos a los cuerpos de agua. Se debe enfatizar el cumplimiento con la normativa aplicable, principalmente en cuestiones de salud pública y cuidado del ambiente, considerando el manejo y control de los lodos, y la importancia de realizar los análisis de laboratorio necesarios para ello. En particular se debe cumplir con la Norma Oficial Mexicana NOM-004-SEMARNAT-2002, Protección ambiental – “Lodos y biosólidos. Especificaciones y límites permisibles de contaminante para su aprovechamiento y disposición final”, la que aplica para lodos de plantas potabilizadoras, con el fin de posibilitar su aprovechamiento o disposición final protegiendo el medio ambiente y la salud humana; cabe mencionar que dicha norma entró en vigencia después de la construcción de la mayoría de las plantas potabilizadoras visitadas, por lo que actualmente se requiere tomar acciones para su cumplimiento

12.5.8 EQUIPO ELECTROMECAÁNICO

- El nivel de automatización que tendrá la potabilizadora queda aún a criterio del diseñador. Se observa en las potabilizadoras visitadas que no hay manteni-

miento suficiente y esto provoca que los equipos electromecánicos y de automatización fallen y no sean reparados

- Si los equipos de automatización fallan se tiene la posibilidad de operar manualmente, pero la falta de mantenimiento provoca que la potabilizadora deje de ser automática, con lo que se desperdicia gran parte de la inversión inicial
- En general se recomiendan tecnologías que empleen en el proceso la menor cantidad de equipo electromecánico
- El nivel de automatización deberá ser adecuado a los recursos para mantenimiento que el organismo operador pueda disponer
- Es indispensable disponer de un plan de mantenimiento preventivo y correctivo para el caso de equipo electromecánico y electrónico, con base en las recomendaciones del fabricante
- Se debe considerar tener los equipos de reserva necesarios para que la falla de algún equipo no ocasione salidas de operación de la planta potabilizadora

12.5.9 FALTA DE ETAPAS DEL PROCESO

En la proyección de una planta potabilizadora, la etapa inicial debe incluir el análisis de la calidad del agua de la fuente de abastecimiento y su variación estacional, o por lo menos en dos ocasiones en el año: una en época de estiaje y otra en avenidas. Con base en este análisis, se debe establecer el tren de tratamiento adecuado para que la planta potabilizadora cumpla con la calidad de agua tratada requerida. Agua cruda con bajos contenidos de turbiedad y color puede ser tratada mediante procesos de coagulación en línea y filtración, o de filtración directa (coagu-

lación, floculación y filtración). Aún mejor es realizar pruebas de tratabilidad para el establecimiento del tren de tratamiento.

La falta de un análisis previo de la calidad del agua puede provocar que la planta no tenga las eficiencias deseadas. Un ejemplo de omisiones de este tipo es cuando, a pesar de que la calidad del agua cruda no es apta para aplicar un proceso de filtración en línea, se tiene una planta que no cuenta con las unidades de floculación y sedimentación. Esto provoca tener calidad de agua tratada disminuida, carreras de filtración cortas y desperdicio de agua por el lavado frecuente de las unidades de filtración.

12.5.10 CALIDAD DEL AGUA

Para la verificación rutinaria de la calidad del agua de la planta y para el control del proceso de tratamiento se deberán considerar los siguientes parámetros: turbiedad, pH, cloro libre residual, color verdadero y coliformes fecales, y se recomienda verificar el cumplimiento de la calidad señalada en normatividad vigente en potabilización (Modificación a la NOM-127-SSA1-1994) en concordancia con la NOM-179-SSA1-1998, Vigilancia y evaluación del control de calidad del agua para uso y consumo humano, distribuida por sistemas de abastecimiento público.

12.5.11 MANUAL DE OPERACIÓN

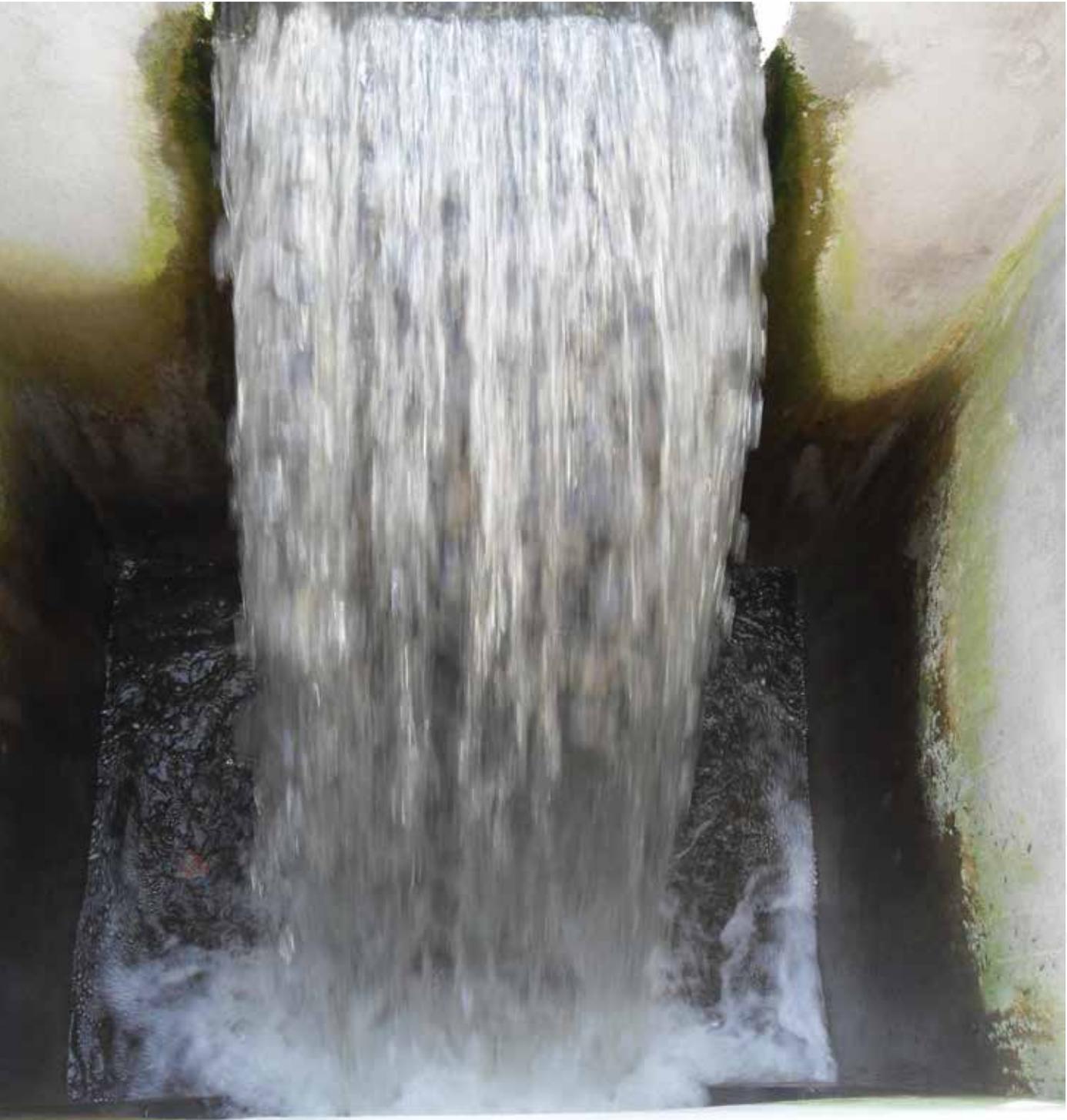
Es muy frecuente que falte un Manual de operación en las plantas potabilizadoras. La falta de este documento y de capacitación del personal que opera la planta son factores que afectan el desempeño integral de las plantas potabilizadoras.

12.5.12 PRUEBAS PILOTO

Se recomienda la existencia de un modelo a escala piloto de la planta potabilizadora para realizar pruebas de tratabilidad con fines de mejorar el proceso. Estas pruebas son útiles en el caso de: a) evaluar el efecto del empleo de nuevos productos químicos y sus costos asociados; b) probar cambios en el orden y puntos de adición de reactivos, c) evaluar la conveniencia del cambio de condiciones de operación de alguna unidad de tratamiento, etcétera.

12.5.13 SIMULADOR

Las hojas de cálculo proporcionadas, además de poder ser utilizadas para el diseño de nuevos módulos o plantas potabilizadoras, son un poderoso instrumento de simulación de procesos con el cual se pueden probar otras alternativas de operación.



CONCLUSIONES

A lo largo de este libro se describieron los principales procesos para potabilizar agua, de manera que un organismo operador pueda realizar un diseño preliminar característico. Se presentaron los fundamentos teóricos para eliminar la dureza, hierro y manganeso aplicables a aguas subterráneas. También se mencionó cómo desalar agua si esta proviene de acuíferos salinos o del mar. Los procesos de coagulación floculación, sedimentación y filtración son descritos de forma que apliquen a cuerpos de aguas superficiales. La desinfección conforma una parte importante del libro, ya que aplica a todas las fuentes de suministro anteriormente mencionadas. A pesar de que en México, como en casi todo el mundo, la principal fuente de suministro de agua para consumo humano es la freática (70 por ciento del total), este libro incluye con mayor detalle la potabilización de fuentes superficiales por requerir de un mayor tratamiento (entendiéndose cuando se use el término tratamiento como el conjunto de procesos unitarios necesarios para la potabilización y no referido a las plantas de tratamiento de aguas residuales, a menos que así se indique).

Así también el libro busca servir como una herramienta básica para el diseño de plantas potabilizadoras, a partir del tren de potabilización mencionado; en virtud de que un diseño ejecutivo involucra la utilización de parámetros de diseño que deben obtenerse de pruebas realizadas sobre el agua que se habrá de potabilizar, el empleo, con fines prácticos, de valores tomados de la bibliografía, constituye una base que deberá ser complementada con los resultados de tales pruebas, ya que por sí solos no son una garantía de que habrá de cumplirse con la normativa aplicable.

La adecuación y actualización del manual de diseño permite dimensionar las unidades e interconexiones, así como establecer el perfil hidráulico general. El diseño estructural de las unidades y el diseño electromecánico quedan fuera del alcance del mismo. Al respecto, para mayor detalle pueden consultarse los diversos libros del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento:

Por último, se incluye un capítulo donde se aborda el manejo, estabilización y disposición de lodos químicos.

Estos lodos químicos contienen las impurezas que degradaban la calidad del agua cruda y que se removieron en la planta y deben, por lo tanto, disponerse de una manera que no dañe al ambiente.

Lo anterior, aunado al hecho de que los reglamentos y normas para la protección del ambiente son cada vez más estrictos y su aplicación por parte de las autoridades más completa, hace necesario que los responsables de las plantas potabilizadoras tengan que revalorar los métodos de tratamiento y disposición de los lodos químicos generados en los procesos de potabilización.

Como respuesta a esa necesidad, los últimos cuatro capítulos del libro están orientados a brindar orientación a los responsables del diseño y operación de plantas potabilizadoras en los diferentes aspectos relacionados con el manejo de los lodos químicos producidos en los procesos de potabilización de las aguas.

Se incluye información sobre la calidad y cantidad de los lodos generados, un análisis de la legislación aplicable a su manejo y disposición, metodologías y criterios de diseño de los procesos para su manejo, tratamiento y para su disposición, así como ejemplos de aplicación.

A

EVALUACIÓN DEL RIESGO DE CARCINOGENICIDAD EN LOS SERES HUMANOS

Para la evaluación del riesgo de carcinogenicidad para los seres humanos, el CIIC (Centro Internacional de Investigaciones sobre el Cáncer) o IARC (International Agency for Research on Cancer) considera los datos disponibles en su conjunto a fin de llegar a una evaluación global de la carcinogenicidad de un agente, una mezcla de agentes o circunstancias de exposición para los seres humanos.

El agente, la mezcla o las circunstancias se describen de acuerdo con la definición de una de las categorías siguientes, indicando el grupo correspondiente. La clasificación de un agente, mezcla de agentes o circunstancias de exposición es una cuestión de apreciación científica, que refleja la fuerza de las pruebas resultantes de estudios con seres humanos y con animales de experimentación y de otros datos pertinentes.

Grupo 1

El agente (o la mezcla) es carcinógeno para los seres humanos. Las circunstancias de exposición implican exposiciones carcinógenas para los seres humanos. Esta categoría se utiliza cuando existen pruebas suficientes de la carcinogenicidad para los seres humanos. Excepcionalmente, puede clasificarse en ella un agente (o una mezcla) cuando los datos referentes a seres humanos

no llegan a ser suficientes pero existen pruebas suficientes de la carcinogenicidad en animales de experimentación y elementos de juicio sólidos que indican que en los seres humanos expuestos, el agente (o la mezcla) actúa a través de un mecanismo de carcinogenicidad pertinente.

Grupo 2

Esta categoría comprende agentes, mezclas y circunstancias de exposición respecto de los cuales, en un extremo, las pruebas de carcinogenicidad para los seres humanos son casi suficientes y, en el otro extremo, no se dispone de datos sobre seres humanos pero hay pruebas de la carcinogenicidad para los animales de experimentación.

Los agentes, mezclas y circunstancias de exposición se incluyen en el grupo 2A (probablemente carcinógeno para los seres humanos), o en el grupo 2B (posiblemente carcinógeno para los seres humanos), sobre la base de los datos epidemiológicos y experimentales favorables a la carcinogenicidad y de otros datos pertinentes.

Grupo 2A

El agente (o la mezcla) es probablemente carcinógeno para los seres humanos. Las circunstancias de exposición implican exposiciones proba-

blemente carcinógenas para los seres humanos. Esta categoría se aplica cuando existen pruebas limitadas de la carcinogenicidad para seres humanos y pruebas suficientes de la carcinogenicidad para los animales de experimentación. En algunos casos, se puede clasificar en esta categoría un agente (o una mezcla) cuando se dispone de pruebas insuficientes de la carcinogenicidad para los seres humanos y pruebas suficientes de la carcinogenicidad para los animales de experimentación, así como elementos de juicio sólidos que indican que, en la carcinogénesis, actúa un mecanismo que también existe en los seres humanos. Excepcionalmente, puede clasificarse en esta categoría un agente, una mezcla o unas circunstancias de exposición únicamente sobre la base de pruebas limitadas de la carcinogenicidad para los seres humanos.

Grupo 2B

El agente (o la mezcla) es posiblemente carcinógeno para los seres humanos. Las circunstancias de exposición implican exposiciones posiblemente carcinógenas para los seres humanos. Esta categoría comprende los agentes, las mezclas y las circunstancias de exposición respecto de los cuales existen pruebas limitadas de la carcinogenicidad para seres humanos y pruebas que no llegan ser suficientes de la carcinogenicidad para los animales de experimentación. Puede utilizarse también cuando hay pruebas insuficientes de la carcinogenicidad para los seres humanos pero pruebas suficientes de la carcinogenicidad para los animales de experimentación. En algunos casos, puede clasificarse en este grupo un agente, una mezcla o las circunstancias de exposición respecto de los

cuales existen pruebas insuficientes de la carcinogenicidad para los seres humanos pero pruebas limitadas de la carcinogenicidad para los animales de experimentación, junto con otros elementos de juicio pertinentes que corroboran las pruebas.

Grupo 3

El agente (o la mezcla o las circunstancias de exposición) no puede clasificarse sobre la base de su carcinogenicidad para los seres humanos. Esta categoría se utiliza sobre todo para los agentes, las mezclas y las circunstancias de exposición respecto de los cuales las pruebas de carcinogenicidad son insuficientes para los seres humanos e insuficientes o limitadas para los animales de experimentación. Excepcionalmente, se pueden clasificar en esta categoría los agentes (o las mezclas) respecto de las cuales las pruebas de carcinogenicidad son insuficientes para los seres humanos pero suficientes para los animales de experimentación, cuando existen también elementos de juicio sólidos que indican que el mecanismo de acción carcinógena que actúa en los animales de experimentación no existe en los seres humanos. Se clasifican asimismo en esta categoría los agentes, las mezclas o las circunstancias de exposición que no pueden incluirse en otro grupo.

Grupo 4

El agente (o la mezcla o las circunstancias de exposición) probablemente no es carcinógeno para los seres humanos. Esta categoría se utiliza para los agentes o las mezclas respecto de los cuales las pruebas parecen indicar una falta de carcino-

genicidad para los seres humanos y los animales de experimentación. En algunos casos, pueden clasificarse en este grupo los agentes o las mezclas respecto de los cuales se dispone de pruebas insuficientes de la carcinogenicidad para los se-

res humanos y de pruebas que parecen indicar una falta de carcinogenicidad para los animales de experimentación, corroboradas en forma firme y consistente por una amplia gama de otros elementos de juicio pertinentes.



B

MODIFICACIÓN A LA NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-127-SSA1-1994

JAVIER CASTELLANOS COUTIÑO, Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización de Regulación y Fomento Sanitario, con fundamento en los artículos 39 de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 4o. y 69-H de la Ley Federal de Procedimiento Administrativo; 13, apartado A) fracción I, 118, fracción II y 119, fracción II de la Ley General de Salud; 41, 43, 45, 46, fracción II, y 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización; 28 y 34 del Reglamento de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización; 214, fracción IV y 225 del Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios, y 7, fracciones V y XIX y 25, fracción IV del Reglamento Interior de la Secretaría de Salud, y

CONSIDERANDO

Que con fecha 16 de diciembre de 1999, en cumplimiento del acuerdo del Comité y de lo previsto en el artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, se publicó en el Diario Oficial de la Federación el proyecto de la presente Norma Oficial Mexicana a efecto que dentro de

los sesenta días naturales posteriores a dicha publicación, los interesados presentaran sus comentarios al Comité Consultivo Nacional de Normalización de Regulación y Fomento Sanitario.

Que con fecha 20 de junio de 2000 fueron publicadas en el Diario Oficial de la Federación las respuestas a los comentarios recibidos por el mencionado Comité, en términos del artículo 47 fracción III de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

Que en atención a las anteriores consideraciones, contando con la aprobación del Comité Consultivo Nacional de Normalización de Regulación y Fomento Sanitario, se expide la siguiente:

MODIFICACIÓN A LA NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-127-SSA1-1994, SALUD AMBIENTAL. AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO. LÍMITES PERMISIBLES DE CALIDAD Y TRATAMIENTOS A QUE DEBE SOMETERSE EL AGUA PARA SU POTABILIZACIÓN

B.1. INTRODUCCIÓN

El abastecimiento de agua para uso y consumo humano con calidad adecuada es fundamental para prevenir y evitar la transmisión de enfermedades gastrointestinales y otras, para lo cual se requiere establecer límites permisibles en cuanto a sus características microbiológicas, físicas, organolépticas, químicas y radiactivas, con el fin de asegurar y preservar la calidad del agua en los sistemas, hasta la entrega al consumidor.

Por tales razones la Secretaría de Salud, propone la modificación a la presente Norma Oficial Mexicana, con la finalidad de establecer un eficaz control sanitario del agua que se somete a tratamientos de potabilización a efecto de hacerla apta para uso y consumo humano, acorde a las necesidades actuales.

B.2. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN

1.1 Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites permisibles de calidad y los tratamientos de potabilización del agua para uso y consumo humano.

1.2 Esta Norma Oficial Mexicana es aplicable a todos los sistemas de abastecimiento públicos y privados y a cualquier persona física o moral que la distribuya, en todo el territorio nacional.

B.3. REFERENCIAS

2.1 NOM-008-SCF1-1993 Sistema General de Unidades de Medida.

2.2 NOM-012-SSA1-1993 Requisitos sanitarios que deben cumplir los sistemas de abaste-

cimiento de agua para uso y consumo humano públicos y privados.

2.3 NOM-013-SSA1-1993 Requisitos sanitarios que debe cumplir la cisterna de un vehículo para el transporte y distribución de agua para uso y consumo.

2.4 NOM-014-SSA1-1993 Procedimientos sanitarios para el muestreo de agua para uso y consumo humano, en sistemas de abastecimiento de agua públicos y privados.

2.5 NOM-112-SSA1-1994 Determinación de bacterias coliformes. Técnica del número más probable.

2.6 NOM-117-SSA1-1994 Bienes y Servicios. Método de prueba para la determinación de cadmio, arsénico, plomo, estaño, cobre, fierro, zinc y mercurio en alimentos, agua potable y agua purificada por espectrometría de absorción atómica.

B.4. DEFINICIONES

Para los efectos de esta Norma Oficial Mexicana se entiende por:

3.1 Ablandamiento: proceso de remoción de los iones calcio y magnesio, principales causantes de la dureza del agua.

3.2 Adsorción: remoción de iones y moléculas de una solución que presentan afinidad a un medio sólido adecuado, de forma tal que son separadas de la solución.

3.3 Agua para uso y consumo humano: agua que no contiene contaminantes objetables, ya sean químicos o agentes infecciosos y que no causa efectos nocivos para la salud. También se denomina como agua potable.

- 3.4 Características microbiológicas: debidas a microorganismos nocivos a la salud humana. Para efectos de control sanitario se determina el contenido de indicadores generales de contaminación microbiológica, específicamente organismos coliformes totales y *Escherichia coli* o coliformes fecales.
- 3.5 Características físicas y organolépticas: las que se detectan sensorialmente. Para efectos de evaluación, el sabor y olor se ponderan por medio de los sentidos y el color y la turbiedad se determinan por medio de métodos analíticos de laboratorio.
- 3.6 Características químicas: las debidas a elementos o compuestos químicos, que como resultado de investigación científica se ha comprobado que pueden causar efectos nocivos a la salud humana.
- 3.7 Características radiactivas: aquellas resultantes de la presencia de elementos radiactivos.
- 3.8 Coagulación química: adición de compuestos químicos al agua, para alterar el estado físico de los sólidos disueltos, coloidales o suspendidos, a fin de facilitar su remoción por precipitación o filtración.
- 3.9 Contingencia: situación de cambio imprevisto en las características del agua por contaminación externa, que ponga en riesgo la salud humana.
- 3.10 Desinfección: destrucción de organismos patógenos por medio de la aplicación de productos químicos o procesos físicos.
- 3.11 Evaporación: separación del agua de los sólidos disueltos, utilizando calor como agente de separación, condensando finalmente el agua para su aprovechamiento.
- 3.12 Filtración: remoción de partículas suspendidas en el agua, haciéndola fluir a través de un medio filtrante de porosidad adecuada.
- 3.13 Floculación: aglomeración de partículas desestabilizadas en el proceso de coagulación química, a través de medios mecánicos o hidráulicos.
- 3.14 Intercambio iónico: proceso de remoción de aniones o cationes específicos disueltos en el agua, a través de su reemplazo por aniones o cationes provenientes de un medio de intercambio, natural o sintético, con el que se pone en contacto.
- 3.15 Límite permisible: concentración o contenido máximo o intervalo de valores de un componente, que no causará efectos nocivos a la salud del consumidor.
- 3.16 Neutralización: adición de sustancias básicas o ácidas al agua para obtener un pH neutro.
- 3.16.1 Estabilización: obtención de determinada concentración de sales y pH del agua, para evitar la incrustación o corrosión de los materiales con que se fabrican los elementos que la conducen o contienen.
- 3.17 Ósmosis inversa: proceso esencialmente físico para remoción de iones y moléculas disueltos en el agua, en el cual por medio de altas presiones se fuerza el paso de ella a través de una membrana semipermeable de porosidad específica, reteniéndose en dicha membrana los iones y moléculas de mayor tamaño.
- 3.18 Oxidación: pérdida de electrones de un elemento, ion o compuesto por la acción del oxígeno u otro agente oxidante.
- 3.19 Potabilización: conjunto de operaciones y procesos, físicos y/o químicos que se aplican al agua en los sistemas de abastecimiento públicos o privados, a fin de hacerla apta para uso y consumo humano.
- 3.20 Sedimentación: proceso físico que consiste en la separación de las partículas suspendidas en el agua, por efecto gravitacional.

3.21 Sistema de abastecimiento de agua: conjunto de elementos integrados por las obras hidráulicas de captación, conducción, potabilización, desinfección, almacenamiento o regulación y distribución.

B.5. LÍMITES PERMISIBLES DE CALIDAD DEL AGUA

4.1 Límites permisibles de características microbiológicas.

4.1.1 El contenido de organismos resultante del examen de una muestra simple de agua, debe ajustarse a lo establecido en la Tabla B.1.

Tabla B.1 Límites permisibles de características microbiológicas

Característica	Límite permisible
Organismos coliformes totales	Ausencia o no detectables
<i>E. coli</i> o coliformes fecales u organismos termotolerantes	Ausencia o no detectables

4.1.2 Bajo situaciones de emergencia, las autoridades competentes podrán establecer los agentes biológicos nocivos a la salud que se deban investigar.

4.1.3 Las unidades de medida deberán reportarse de acuerdo a la metodología empleada.

4.1.4 El agua abastecida por el sistema de distribución no debe contener *E. coli* o coliformes fecales u organismos termotolerantes en ninguna muestra de 100 ml. Los organismos coliformes totales no deben ser detectables en ninguna muestra de 100 ml; en sistemas de abastecimiento de localidades con una población mayor de 50 000 habitantes; estos organismos deberán estar ausentes en el 95 por ciento de las muestras tomadas en un mismo sitio de la red de distribución, durante

un periodo de doce meses de un mismo año.

4.2 Límites permisibles de características físicas y organolépticas.

4.2.1 Las características físicas y organolépticas deberán ajustarse a lo establecido en la Tabla B.2.

Tabla B.2 Límites permisibles de características físicas y organolépticas

Característica	Límite permisible
Color	20 unidades de color verdadero en la escala de platino-cobalto.
Olor y sabor	Agradable (se aceptarán aquellos que sean tolerables para la mayoría de los consumidores, siempre que no sean resultado de condiciones objetables desde el punto de vista biológico o químico).
Turbiedad	5 unidades de turbiedad nefelométricas (UTN) o su equivalente en otro método.

4.3 Límites permisibles de características químicas

4.3.1 El contenido de constituyentes químicos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla B.3. Los límites se expresan en mg/L, excepto cuando se indique otra unidad.

Tabla B.3 Límites permisibles de características químicas

Característica	Límite permisible
Aluminio	0.20
Arsénico (Nota 2)	0.05
Bario	0.70
Cadmio	0.005
Cianuros (como CN ⁻)	0.07
Cloro residual libre	0.2-1,50
Cloruros (como Cl ⁻)	250.00
Cobre	2,00
Cromo total	0.05
Dureza total (como CaCO ₃)	500.00
Fenoles o compuestos fenólicos	0.3
Hierro	0.30
Fluoruros (como F ⁻)	150
Hidrocarburos aromáticos en microgramos/L	
Benceno	10.00
Etilbenceno	300.00

Tabla B.3 Límites permisibles de características químicas (continuación)

Característica	Límite permisible
Tolueno	700.00
Xileno (tres isómeros)	500.00
Manganeso	0.15
Mercurio	0.001
Nitratos (como N)	10.00
Nitritos (como N)	1.00
Nitrógeno amoniacal (como N)	0.50
pH (potencial de hidrógeno) en unidades de pH	6.5-8.5
Plaguicidas en microgramos/L	
Aldrín y dieldrín (separados o combinados)	0.03
Clordano (total de isómeros)	0.20
DDT (total de isómeros)	1.00
Gamma-HCH (lindano)	2.00
Hexaclorobenceno	1.00
Heptacloro y epóxido de heptacloro	0.03
Metoxicloro	20.00
2,4 - D	30.00
Plomo	0.01
Sodio	200.00
Sólidos disueltos totales	1 000.00
Sulfatos (como SO ₄)	400.00
Sustancias activas al azul de metileno (SAAM)	0.50
Trihalometanos totales	0.20
Yodo residual libre	0.2-0.5
Zinc	5.00

Nota 1. Los límites permisibles de metales se refieren a su concentración total en el agua, la cual incluye los suspendidos y los disueltos.

Nota 2. El límite permisible para arsénico se ajustará anualmente, de conformidad con la siguiente tabla de cumplimiento gradual:

Tabla B.4 Límites permisibles de características radiactivas

Límite permisible (mg/L)	Año
0.045	2001
0.040	2002
0.035	2003
0.030	2004
0.025	2005

4.3.2 En caso de que en el sistema de abastecimiento se utilicen para la desinfección del agua, métodos que no incluyan cloro o sus derivados, la autoridad sanitaria determinará los casos en que adicionalmente deberá dosificarse cloro al agua distribuida, para mantener la concentración de cloro residual libre dentro del límite permisible establecido en la Tabla B.3 de esta Norma.

4.4 Límites permisibles de características radiactivas.

El contenido de constituyentes radiactivos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla B.5. Los límites se expresan en Bq/L (Becquerel por litro).

Tabla B.5 Límites permisibles de características radiactivas

Característica	Límite permisible (Bq/L)
Radiactividad alfa global	0.56
Radiactividad beta global	1.85

B.6. TRATAMIENTOS PARA LA POTABILIZACIÓN DEL AGUA

La potabilización del agua proveniente de una fuente en particular, debe justificarse con estudios de calidad y pruebas de tratabilidad a nivel de laboratorio para asegurar su efectividad. Se deben aplicar los tratamientos específicos siguientes o los que resulten de las pruebas de tratabilidad, cuando los contaminantes microbiológicos, las características físicas y los constituyentes químicos del agua listados a continuación, excedan los límites permisibles establecidos en el apartado 4 de esta Norma.

5.1 Contaminación microbiológica.

5.1.1 Bacterias, helmintos, protozoarios y virus. Deben desinfectarse con cloro, compuestos de cloro, yodo, ozono, luz ultravioleta; plata iónica o coloidal; coagulación-sedimentación-filtración; filtración en múltiples etapas.

5.2 Características físicas y organolépticas.

5.2.1 Color, olor, sabor y turbiedad.- Oxidación-coagulación-floculación-sedimentación-filtración; adsorción en carbón activado.

5.3 Constituyentes químicos.

5.3.1 Arsénico. Coagulación-floculación-sedimentación-filtración; intercambio iónico u ósmosis inversa.

5.3.2 Aluminio, bario, cadmio, cianuros, cobre, cromo total y plomo. Coagulación-floculación-sedimentación-filtración; intercambio iónico u ósmosis inversa.

5.3.3 Cloruros. Intercambio iónico, ósmosis inversa o evaporación.

5.3.4 Dureza. Ablandamiento químico o intercambio iónico.

5.3.5 Fenoles o compuestos fenólicos. Oxidación-coagulación-floculación-sedimentación-filtración; adsorción en carbón activado u oxidación con ozono.

5.3.6 Hierro y/o manganeso. Oxidación-filtración, intercambio iónico u ósmosis inversa.

5.3.7 Fluoruros. Alúmina activada, carbón de hueso u ósmosis inversa.

5.3.8 Hidrocarburos aromáticos. Oxidación-filtración o adsorción en carbón activado.

5.3.9 Mercurio. Coagulación-floculación-sedimentación-filtración; adsorción en carbón activado granular

u ósmosis inversa cuando la fuente de abastecimiento contenga hasta 10 microgramos/L. Adsorción en carbón activado en polvo cuando la fuente de abastecimiento contenga más de 10 microgramos/L.

5.3.10 Nitratos y nitritos. Intercambio iónico o coagulación-floculación-sedimentación-filtración.

5.3.11 Nitrógeno amoniacal. Coagulación-floculación-sedimentación-filtración, desgasificación o desorción en columna.

5.3.12 pH (potencial de hidrógeno). Neutralización.

5.3.13 Plaguicidas. Adsorción en carbón activado granular.

5.3.14 Sodio. Intercambio iónico.

5.3.15 Sólidos disueltos totales. Coagulación-floculación-sedimentación-filtración y/o intercambio iónico.

5.3.16 Sulfatos. Intercambio iónico u ósmosis inversa.

5.3.17 Sustancias activas al azul de metileno. Adsorción en carbón activado.

5.3.18 Trihalometanos. Oxidación con aireación u ozono y adsorción en carbón activado granular.

5.3.19 Zinc. Evaporación o intercambio iónico.

5.4 En el caso de contingencia, resultado de la presencia de sustancias especificadas o no especificadas en el apartado 4, las autoridades locales, la Comisión Nacional del Agua, los responsables del abastecimiento y los particulares, instituciones públicas o empresas privadas, involucrados en la contingencia, deben coordinarse con la autoridad sanitaria competente, para determinar las acciones que se deben realizar con relación al abastecimiento de agua a la población.

6. Métodos de prueba

La selección de los métodos de prueba para la determinación de los parámetros definidos en esta Norma, es responsabilidad de los organismos operadores de los sistemas de abastecimiento de agua para uso y consumo humano, y serán aprobados por la Secretaría de Salud a través del área correspondiente. Deben establecerse en un Programa de Control de Calidad Analítica del Agua, y estar a disposición de la autoridad competente, cuando ésta lo solicite, para su evaluación correspondiente.

7. Concordancia con normas internacionales y nacionales

Esta Norma Oficial Mexicana no es equivalente a ninguna norma internacional.

8. Bibliografía

- 8.1 Directrices Canadienses para la Calidad del Agua Potable. 6ta. edición. Ministerio de Salud. 1996.
- 8.2 Desinfección del Agua. Oscar Cáceres López. Lima, Perú. Ministerio de Salud. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1990.
- 8.3 Guías para la Calidad del Agua Potable. Volumen 1. Recomendaciones. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1985.
- 8.4 Guías para la Calidad del Agua Potable. Volumen 1. Recomendaciones. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1995.
- 8.5 Guías para la Calidad del Agua Potable. Volumen 2. Criterios relativos a la salud y otra información de base. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1987.
- 8.6 Guía para la Redacción, Estructuración y Presentación de las Normas Oficiales Mexicanas. Proyecto de Revisión. SECOFI. 1992.
- 8.7 Guías para la selección y aplicación de tecnologías de desinfección del agua para consumo humano en pueblos pequeños y comunidades rurales en América Latina y el Caribe. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1995.
- 8.8 Guide to Selection of Water Treatment Processes. Carl L. Hamann Jr., P.E. J. Brock Mc. Ewen, P.E. Anthony G. Meyers, P.E.
- 8.9 Ingeniería Ambiental. Revista No. 23. Año 7. 1994.
- 8.10 Ingeniería Sanitaria Aplicada a la Salud Pública. Francisco Unda Opazo. UTEHA 1969.
- 8.11 Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales. Purificación de Aguas y Tratamiento y Remoción de Aguas Residuales. Gordon M. Fair, John C. Geyer, Daniel A. Okun. Limusa Wiley. 1971.
- 8.12 Instructivo para la Vigilancia y Certificación de la Calidad Sanitaria del Agua para Consumo Humano. Comisión Interna de Salud Ambiental y Ocupacional. Secretaría de Salud 1987.
- 8.13 Importancia para la Salud Pública de los Indicadores Bacterianos que se Encuentran en el Agua Potable. Martin J. Allen. Organización Panamericana de la Salud. OMS. Lima Perú, 1996.
- 8.14 Integrated Design of Water Treatment Facilities. Susumu Kawamura. John Willey and Sons, Inc. 1991.

- 8.15 Manual de Normas de Calidad para Agua Potable. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. 1982.
- 8.16 Manual de Normas Técnicas para el Proyecto de Plantas Potabilizadoras. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. 1979.
- 8.17 Manual de Técnicas Analíticas del Laboratorio Nacional de Salud Pública. Secretaría de Salud.
- 8.18 Método de Tecnología de Substrato Definida para el Conteo Simultáneo Rápido y Específico de los Coliformes Totales y la *Escherichia coli* del agua. Stephen C. Edberg, Martin J. Allen & Darrell B. Smith. Journal Association Official Analytical Chemists (Vol. 74 No. 3, 1991).
- 8.19 Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-250-SSA1-1996. Vigilancia y evaluación del control de la calidad del agua para uso y consumo humano, distribuidas por sistemas de abastecimiento público.
- 8.20 Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios. Diario Oficial de la Federación. 18 de enero de 1988.
- 8.21 Regulaciones Nacionales Primarias del Agua Potable, Técnicas Analíticas: bacteria coliforme. Agencia de Protección Ambiental (USA). 1992.
- 8.22 Revision of the WHO Guidelines for Drinking-Water Quality. IPS. International Programme on Chemical Safety. United Nations Environment Programme. International Labour Organization. World Health Organization. 1991.
- 8.23 WHO Guidelines for Drinking-Water Quality. Volume 1. Recommendations. World Health Organization. 1992.
- 8.24 Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. 19th. Edition. American Public Health Association, American Water Works Association, Water Environment Federation. 1995.
- 8.25 WHO Guidelines for Drinking-Water Quality. Volume 2. Health Criteria and Other Supporting Information. Chapter 1: Microbiological Aspects. United Nations Environment Programme. International Labour Organization. World Health Organization. 1992.
9. Observancia de la Norma
La vigilancia del cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Salud en coordinación con los gobiernos estatales, municipales, el Gobierno del Distrito Federal, las Comisiones Estatales de Agua y Saneamiento y la Comisión Nacional del Agua, en sus respectivos ámbitos de competencia.
10. Vigencia
La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor a los noventa días de su publicación en el Diario Oficial de la Federación. Sufragio Efectivo. No Reelección. México, D.F., a 20 de octubre de 2000.- El Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización de Regulación y Fomento Sanitario, Javier Castellanos Coutiño.- Rúbrica.

C

PRUEBA DE JARRAS

Este procedimiento se utiliza para simular las condiciones de coagulación-floculación y determinar las concentraciones adecuadas de reactivos requeridas.

Material

- Equipo de jarras. Se debe realizar con un equipo de paletas especialmente diseñado para la prueba de jarras, con variación de velocidad de 20 a 150 r/min y base iluminada para observar adecuadamente los flóculos
- Jarras o vasos de precipitados de la misma forma y capacidad (1 L mínimo tamaño recomendado)
- Reactivos. Se deben utilizar químicos grado reactivo

Procedimiento

1. Colocar 1000 mL (1 L) de agua cruda en cada una de las jarras Griffin del equipo de jarras con capacidad de 1.5 L y acomodar los 6 vasos en el equipo
2. Encender el equipo de jarras y ajustar la velocidad de las paletas a aproximadamente 120 r/min

3. Agregar el o los reactivos a evaluar (coagulantes o ayudantes de coagulación) y esperar 1 minuto
4. Reducir la velocidad de las paletas a la velocidad mínima requerida para mantener las partículas suspendidas uniformemente durante el periodo de floculación. Esperar 20 minutos. Anotar el tiempo en el cual se observó formación de flóculo. Si se agregaron ayudantes de coagulación la velocidad de las paletas es crítica, ya que una velocidad excesiva tiende a romper los flóculos
5. Después del periodo de floculación, apagar la agitación de las paletas, subirlas y observar la sedimentación de las partículas. Anotar el tiempo que tardaron en sedimentar las partículas. Esperar 15 minutos. Anotar la temperatura
6. Con un sifón o pipeta tomar una muestra del sobrenadante, a una altura que corresponda a la mitad de la muestra
7. Medir color, turbiedad, pH o realizar otros análisis que se requieran (ASTM, 2008)

La Tabla C.1 es un formato para capturar los resultados de las pruebas de jarras.

Tabla C.1 Formato para anotar los resultados de las pruebas de jarras

Fecha						
Muestra						
pH						
Turbiedad						
Lugar						
Color						
Temperatura						
Tamaño de muestra						
	Número de jarra					
Químicos, mg/L	1	2	3	4	5	6
Velocidad de mezcla rápida (r/min)						
Tiempo de mezcla rápida (s)						
Velocidad de mezcla lenta (r/min)						
Tiempo de mezcla lenta (min)						
Temperatura (°F)						
Tiempo en el que se observan los primeros flóculos (min)						
Tamaño del flóculo						
Velocidad de sedimentación						
Turbiedad						
Color						

D

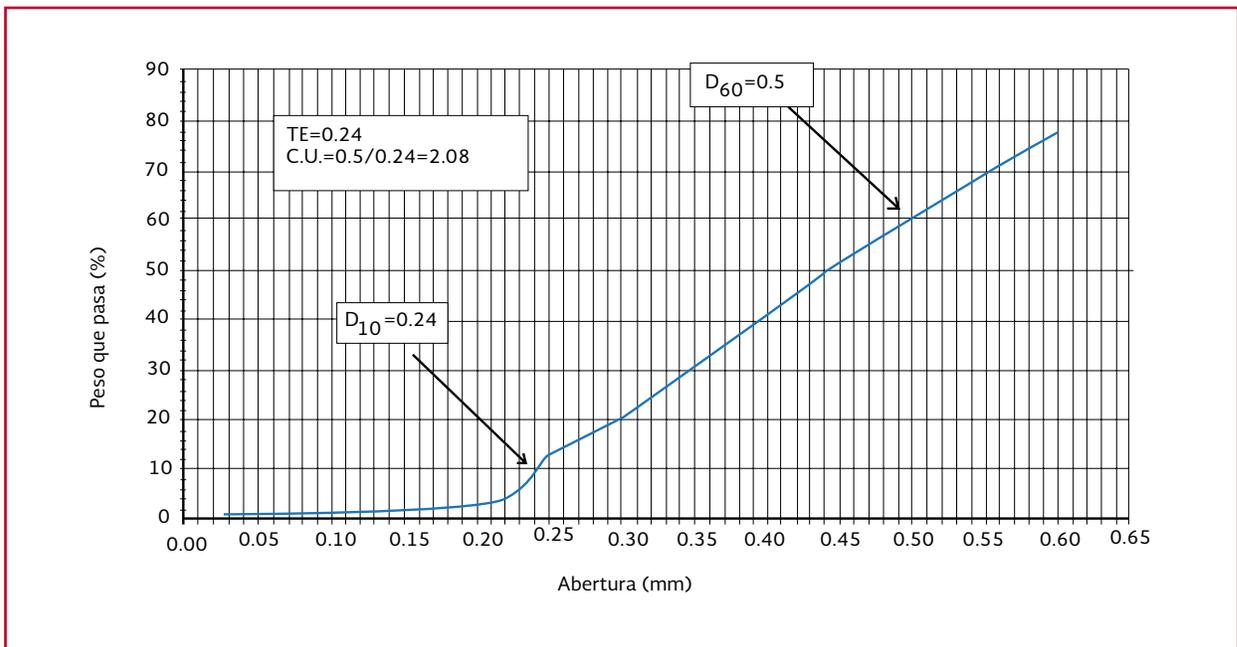
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL MEDIO FILTRANTE

Análisis granulométrico para determinar el tamaño efectivo (TE) y coeficiente de uniformidad (CU).

El tamaño de los granos que componen el medio filtrante es medido con tamices de tamaños definidos (Tabla D.1), pesando la cantidad de una muestra que pasa por cada uno de los tamices. Usualmente los resultados de este análisis se grafican en un papel semilogarítmico tal como se muestra en la Ilustración D.1.

En Estados Unidos la media se describe por el tamaño efectivo (TE) y el coeficiente de uniformidad (CU). El TE es el tamaño de tamiz por el cual pasa 10 por ciento de los granos en peso. Este se lee en la curva en el punto de 10 por ciento de paso en el eje x y se abrevia como d_{10} . El CU es una medida de la desviación del tamaño de los granos que componen el medio filtrante. Es la relación de tamaños d_{60}/d_{10} . Los valores de d_{10} , d_{60} y d_{90} pueden ser leídos en la curva de la Ilustración D.1; si no se contara con esta, se puede emplear la siguiente ecuación:

Ilustración D.1 Ejemplo de cálculo de la curva granulométrica



$$d_{90} = d_{10} (10^{1.67 \log CU}) \quad \text{Ecuación D.1}$$

Esta ecuación es usada debido a que el tamaño d_{90} se recomienda para calcular la tasa de lavado requerida.

Uno de los primeros trabajos para desarrollar una metodología de caracterización de la arena fue el de Allen Hazen, en 1892. Este autor estableció los dos parámetros ya mencionados: el tamaño efectivo (TE) y el coeficiente de uniformidad (CU), mismos que se siguen empleando en la actualidad para describir un medio filtrante.

Se entiende por tamaño efectivo el tamaño promedio del grano (medido como el valor, en milímetros, de tamiz que deja pasar 10 por ciento en peso de las partículas y retiene el 90 por ciento restante). El coeficiente de uniformidad es la relación entre el tamaño del tamiz que deja pasar 60 por ciento y el tamaño que deja pasar 10 por ciento más fino que él. Así, para su determinación se requiere el análisis denominado curva granulométrica, el cual emplea una serie de tamices (Tabla D.1) por los cuales se pasa una cantidad conocida de empaque.

D.1. DETERMINACIÓN DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA

La determinación de la curva granulométrica requiere un análisis que se emplea no solo en el tratamiento de agua, sino en general para caracterizar cualquier material granular, como se hace en mecánica de suelos, en la industria de la construcción, etc. El procedimiento consiste en:

1. Colocar la muestra de arena (se recomienda de 100 a 1 000 g) en un juego de tamices estandarizados de tamaño consecutivo (ver Tabla D.2) dispuesto

en orden creciente de apertura y efectuar un cribado intenso durante 5 minutos como mínimo en un agitador mecánico (Ro-tap)

Tabla D.1 Serie americana de tamices

Número de serie	Apertura, mm
100	0.140
70	0.210
50	0.297
40	0.420
30	0.595
20	0.841
16	1.19
12	1.68
8	2.38
6	3.36
4	4.76
1 / 4	6.36
3 / /	9.51
1 / 2	12.70
3 / 4	19.00
1	25.40

2. Se pesa la arena retenida en cada malla y se calcula el porcentaje que representa del total de la muestra
3. Se suman los porcentajes anteriores en forma acumulativa para cada tamaño con objeto de obtener el porcentaje retenido acumulado en cada malla, es decir, la fracción que es mayor que el tamaño de la apertura correspondiente y que, por tanto, no pasa a los tamices menores
4. Se calcula la fracción del material que es mayor que el tamaño de la criba correspondiente, restándole al 100 por ciento cada uno de los valores anteriores
5. Se grafica en papel semilogarítmico la apertura de la malla en milímetros contra el porcentaje que pasa acumulado y se obtiene la curva granulométrica (Ilustración D.1)

El valor del TE se obtiene leyendo el valor de la apertura para el 10 por ciento y representa el tamaño de la décima parte del material que pasa la criba y que determina la eficiencia de filtración.

El valor de CU se calcula dividiendo los tamaños correspondientes al 60 y 10 por ciento de dicha curva. En la Tabla D.2 se presenta un ejemplo.

Tabla D.2 Ejemplo para calcular la curva granulométrica

Malla			
Número	Abertura di (mm)	Por ciento retenido acumulado	Por ciento de peso que pasa
30	0.600	22.29	77.71
35	0.500	17.14	60.57
40	0.425	13.64	46.93
45	0.355	15.64	31.28
50	0.300	10.94	20.34
60	0.250	6.95	13.39
70	0.212	9.60	3.80

Otros ensayos que se realizan con el medio filtrante son solubilidad (para determinar qué tanto se dañará el medio con el tiempo), ignición (para definir la resistencia), densidad (para evaluar la fuerza requerida para el lavado) y porosidad (para medir cuántos sólidos puede retener el empaque por unidad de volumen). A continuación se describe la forma de determinarlos en laboratorio.

D.2. DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DEL MEDIO FILTRANTE

D.2.1. SOLUBILIDAD

Solubilidad en ácido clorhídrico

Procedimiento

1. Se lava una muestra de 10 g con agua destilada. Se seca a 103 °C en la estufa durante 24 horas y se pesa (*a*)
2. Se sumerge la muestra en solución de HCl a 30 por ciento (en volumen), incluyendo 4 volúmenes de HCl en 10 de agua destilada y se deja reposar la muestra 24 horas, entre 18 y 20 °C
3. Se seca. Se lava con agua destilada. Se seca nuevamente y se pesa (*b*)

Cálculo

$$porcentaje\ soluble = \frac{a - b}{a} * 100$$

Ecuación D.2

donde:

- a = peso del medio filtrante después de ser secado a 103 °C, en g
- b = peso del medio filtrante tratado con ácido, limpio y seco, en g

D.2.2. SOLUBILIDAD EN HIDRÓXIDO DE SODIO

Procedimiento

1. Se lava muestra de 10 g con agua destilada. Se seca a 103 °C en la estufa durante 24 horas y se pesa (*c*)
2. Se sumerge la muestra en solución de NaOH a 10 por ciento (en volumen). Se deja reposar la muestra en la solución durante 24 horas, entre 18 y 20 °C
3. Se seca. Se lava con agua destilada. Se seca nuevamente y se pesa (*d*)

Cálculo

$$\text{porcentaje soluble} = \frac{c-d}{c} * 100$$

Ecuación D.3

donde:

c = peso del medio filtrante después de ser secado a 103 °C, en g

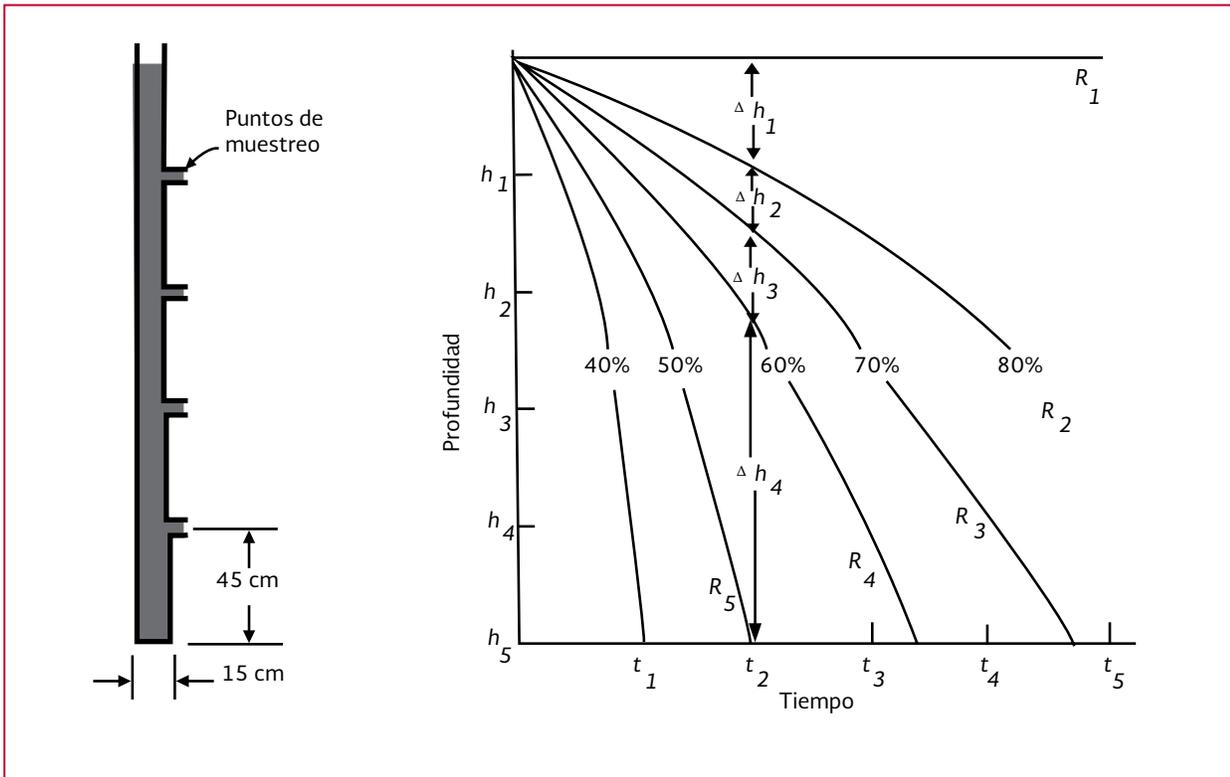
d = peso del medio filtrante tratado con hidróxido, limpio y seco, en g

Ignición

Procedimiento

1. Se pone a peso constante una cápsula de porcelana, colocándola en la mufla a 700 °C
2. Se lava y seca una muestra de 20 g de medio filtrante
3. Se coloca en la cápsula y se pesa (*a*)
4. Se mete a la mufla durante 1 hora a 700 °C
5. Se enfría en el desecador hasta temperatura ambiente y se pesa nuevamente (*b*)

Ilustración D.2 Columna de sedimentación y curva de sedimentación para partículas floculantes



Cálculo

$$\text{Porcentaje vaporizado} = \frac{a-b}{a} * 100$$

Ecuación D.4

donde:

a = peso del medio filtrante antes de ser calentado a 700 °C, en g

b = peso del medio filtrante después de ser calentado a 700 °C, en g

Densidad real

Procedimiento

1. La muestra se lava y se seca a 130 °C durante 24 horas. Se pesa una cantidad de arena (*par*) y se hierve en 100 mL de agua destilada durante 5 min, con el fin de expulsar el aire retenido dentro de los poros
2. Se pesa un matraz aforado (*pm*)
3. Se enfría la muestra y se introduce al matraz. Se afora con agua destilada y se vuelve a pesar (*pf*)

Cálculo

$$\text{Peso del agua (Pag)} = pf - pm - pa$$

Ecuación D.5

$$\text{Volumen del agua (Va)} = \frac{Pag}{\text{densidad del agua}}$$

Ecuación D.6

$$\text{Volumen de la muestra (Vm)} = \text{Volumen aforado (Vaf)} - Va$$

Ecuación D.7

$$\text{Densidad} = \frac{pa}{Vm}$$

Ecuación D.8

Densidad aparente

Procedimiento

1. Se lava la muestra y se seca a 130 °C durante 24 horas
2. Se enfría la muestra y se introduce a una probeta graduada; se agita y se deja asentarse la muestra en su forma natural; si es necesario, se dan dos pequeños golpes en el fondo para que la arena asiente. Se mide el volumen (*Vm*)
3. Se pesa la cantidad de arena contenida en ese volumen (*pa*)

Cálculo

$$\text{Densidad aparente} = \frac{pa}{Vm}$$

Ecuación D.9

Porosidad

Procedimiento

1. Se toma un volumen de muestra (*Vm*), se seca durante 24 horas y se vuelve a pesar (*ps*)

Cálculo

Se determina el volumen seco de la muestra (V_s) a partir del peso seco (ps) y el peso específico (pes), el cual es el producto de la densidad y la gravedad.

$$V_s = \frac{ps}{pes}$$

Ecuación D.10

El volumen de espacio vacío (V_v) se obtiene restando el volumen medio (V_m) del volumen seco (V_s).

$$V_v = V_m - V_s$$

Ecuación D.11

El valor de la porosidad es la relación de volumen de espacios vacíos entre el volumen medio.

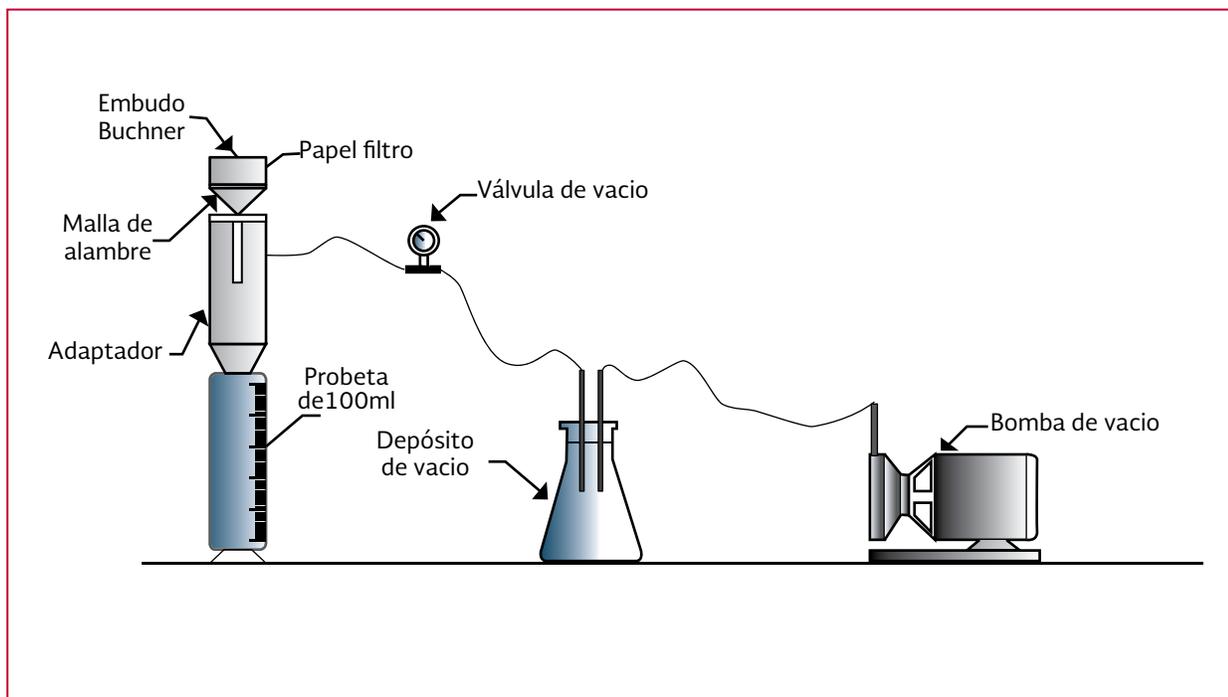
$$Porosidad = \frac{V_v}{V_m}$$

Ecuación D.12

$$Porosidad = \frac{\text{densidad real} - \text{densidad aparente}}{\text{densidad real}}$$

Ecuación D.13

Ilustración D.3 Aparato de embudo Buchner



E

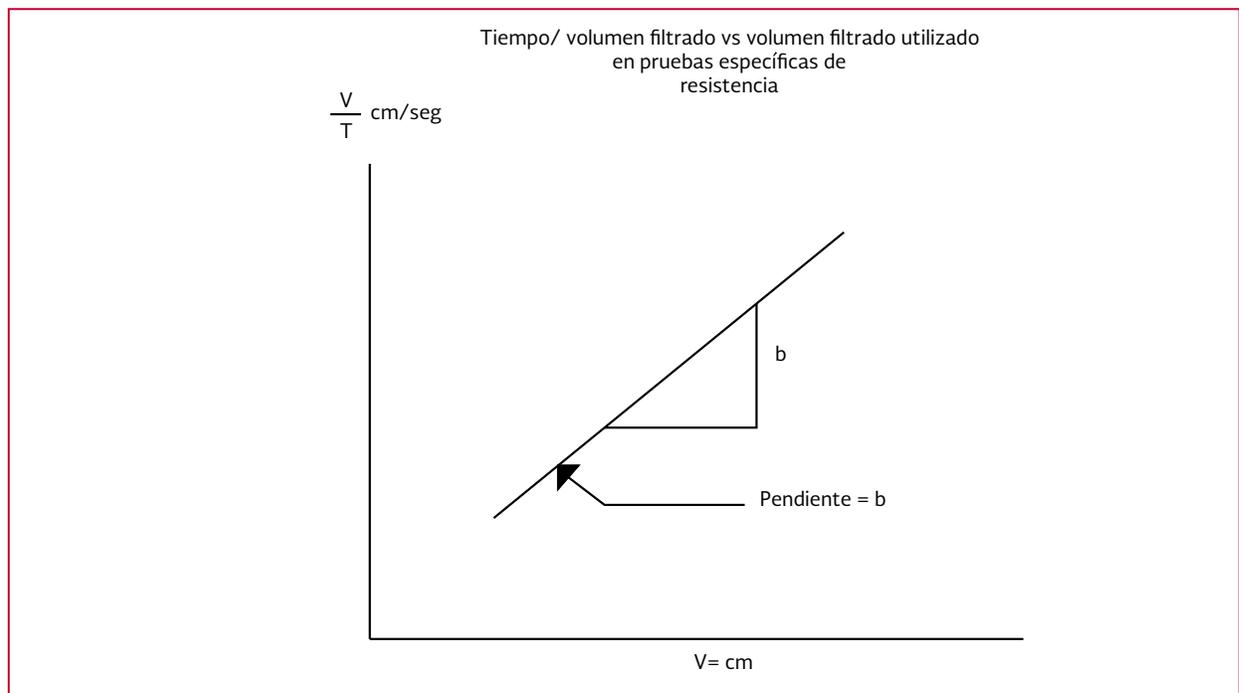
ANÁLISIS DE LA SEDIMENTACIÓN DE PARTÍCULAS FLOCULADAS

Las partículas en soluciones diluidas no actúan como partículas discretas, sino como aglomerados durante la sedimentación. Al ocurrir dicha aglomeración, o floculación, la masa de la partícula se incrementa y se sedimenta más rápido. El grado de floculación de las partículas depende de la oportunidad de contacto entre ellas, la cual varía con la carga del sedimentador, la profundidad del tanque de sedimentación, los gradientes de velocidad del sistema, la concentración de partículas, el intervalo de tamaño de las mismas y el tiempo de residencia. Los efectos de cada

una de estas variables se determinan mediante pruebas de sedimentación.

Para determinar las características de sedimentación de una suspensión floculante de partículas se emplea una columna de sedimentación. Dicha columna puede ser de cualquier diámetro, pero debe tener la misma profundidad que el tanque de sedimentación propuesto. Por ejemplo, puede emplearse una columna de plástico de 0.15 m de diámetro y una altura de 3 m, la cual deberá tener orificios para muestreo cada

Ilustración E.1 Gráfico para pruebas específicas de resistencia



0.6 m de altura. La muestra que contenga los sólidos suspendidos se introduce en la columna de manera que se tenga una distribución uniforme de los sólidos a todo lo alto de la misma.

Es necesario que se mantenga una temperatura relativamente constante durante la prueba para evitar corrientes de convección y permitir que la sedimentación se lleve a cabo bajo condiciones tranquilas. A lo largo de la prueba se van tomando muestras de los puntos de muestreo de la columna y se analizan los sólidos suspendidos de las mismas. Se calcula el porcentaje de remoción para cada una de las muestras analizadas y se ubican los puntos en una gráfica de profundidad contra tiempo. Entre los puntos graficados se dibujan curvas de porcentajes de remoción iguales como se muestra en la

Ilustración E.1, en donde se indican las curvas resultantes (los puntos individuales que sirven de referencia a esas curvas fueron omitidos). La determinación de la cantidad de sólidos removidos empleando este método se presenta en el siguiente ejemplo.

Ejemplo

Remoción de sólidos suspendidos floculantes. Usando los resultados de la prueba de sedimentación de la Ilustración E.1, determine la remoción total de sólidos si el tiempo de retención es t_2 y la profundidad del tanque es h_5 .

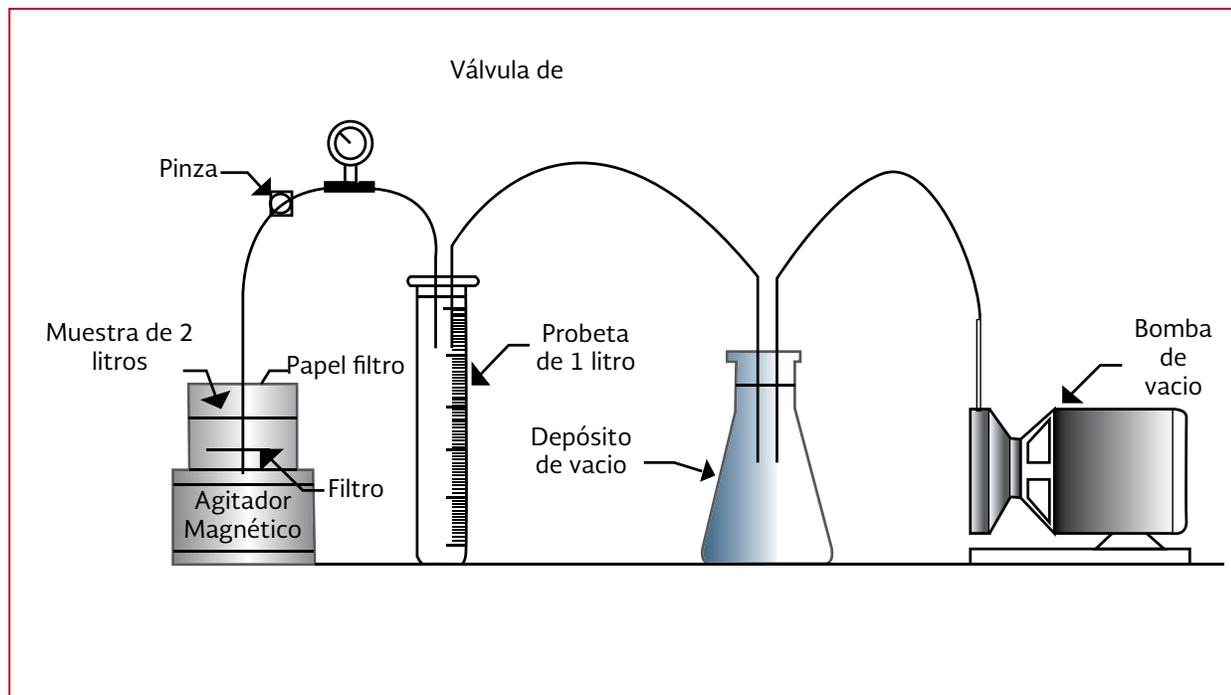
Solución:

1. Determine el porcentaje de remoción:

$$\% \text{ de remoción} = \frac{\Delta h_1}{h_5} x \frac{R_1 + R_2}{2} + \frac{\Delta h_2}{h_5} x \frac{R_2 + R_3}{2} + \frac{\Delta h_3}{h_5} x \frac{R_3 + R_4}{2} + \frac{\Delta h_4}{h_5} x \frac{R_4 + R_5}{2}$$

Ecuación E.1

Ilustración E.2 Aparato de la prueba de hoja

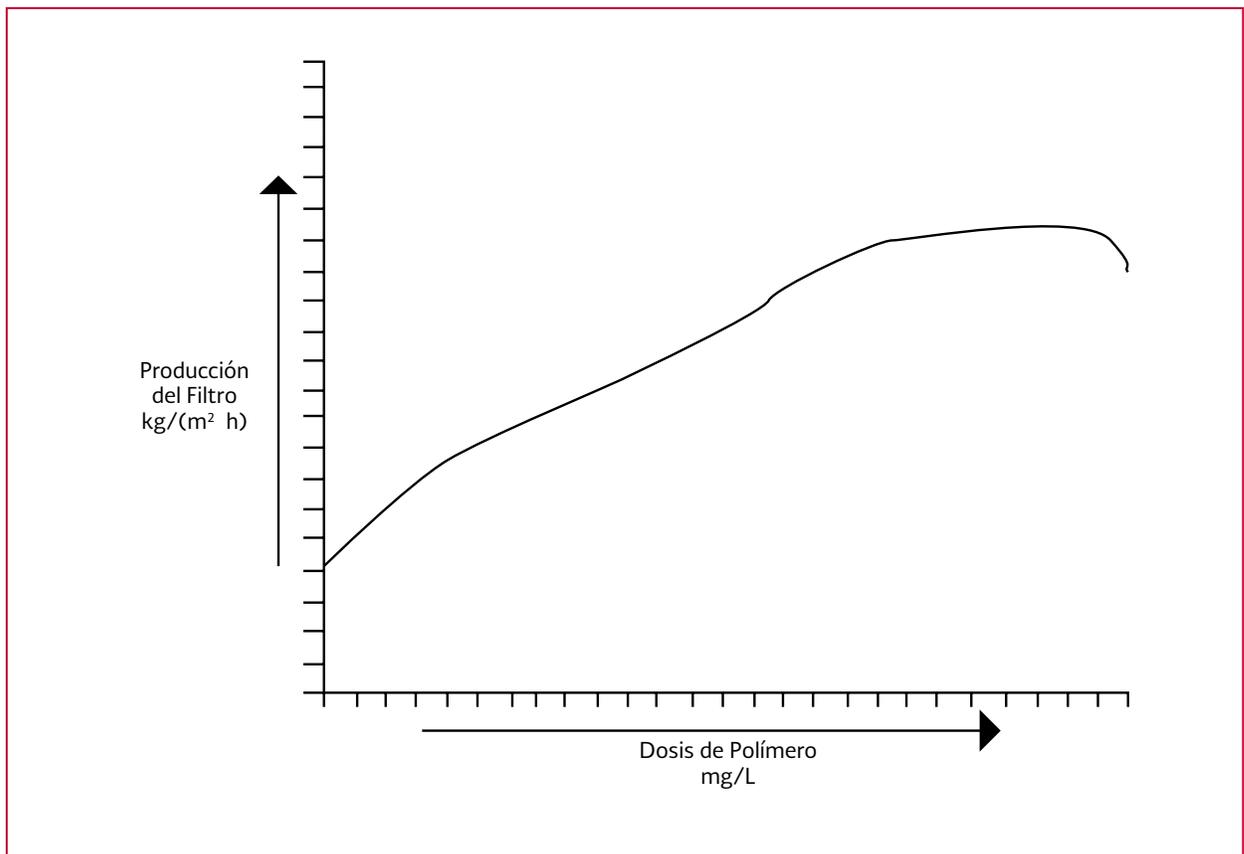


2. Para las curvas mostradas en la Ilustración E.1, los valores ΔH_n son:
 $\Delta H_1 = 0.45$, $\Delta H_2 = 0.247$, $\Delta H_3 = 0.337$

y $\Delta H_5 = 1.215$. Los cálculos del porcentaje de remoción serían:

$$\begin{array}{r} \sum \frac{\Delta h_n}{h_5} x \frac{R_n + R_{n+1}}{2} = \text{porcentaje de remoción} \\ \hline 0.20 x \frac{100 + 80}{2} = 18.00 \\ 0.11 x \frac{100 + 70}{2} = 8.25 \\ 0.15 x \frac{100 + 60}{2} = 9.75 \\ 0.54 x \frac{100 + 50}{2} = 29.70 \\ \hline \sum \qquad \qquad \qquad 65.70 \end{array}$$

Ilustración E.3 Optimización del acondicionamiento químico con la técnica del filtro de hoja



Lo anterior indica que la remoción total en el sedimentador con tiempo de retención t_2 y pro-

fundidad h_5 sería de 65.7 por ciento de sólidos suspendidos.



F

PRUEBAS FÍSICAS PARA CARACTERIZACIÓN DE LODOS

Las pruebas físicas de los lodos incluyen: resistencia específica, tasa de sedimentación, concentración de sólidos de la torta de lodos, y la prueba del filtro para pintura.

F.1. PRUEBA DE LA RESISTENCIA ESPECÍFICA

Esta prueba se utiliza para optimizar la eficiencia de los procesos de desaguado de los lodos. La prueba permite evaluar el acondicionamiento

químico del lodo para aplicaciones de escala completa.

Como se muestra en la Ilustración F.1, se utiliza un embudo Buchner para determinar la resistencia específica de los lodos de plantas potabilizadoras. Esta prueba se basa en la ecuación de Carmen-Kozeny para flujo en medios porosos. La ecuación se ha modificado para describir el flujo a través de la torta de lodo y el medio de soporte asociado. La ecuación se escribe como:

Ilustración F.1 Uso de la resistencia específica para determinar la dosis de acondicionador químico

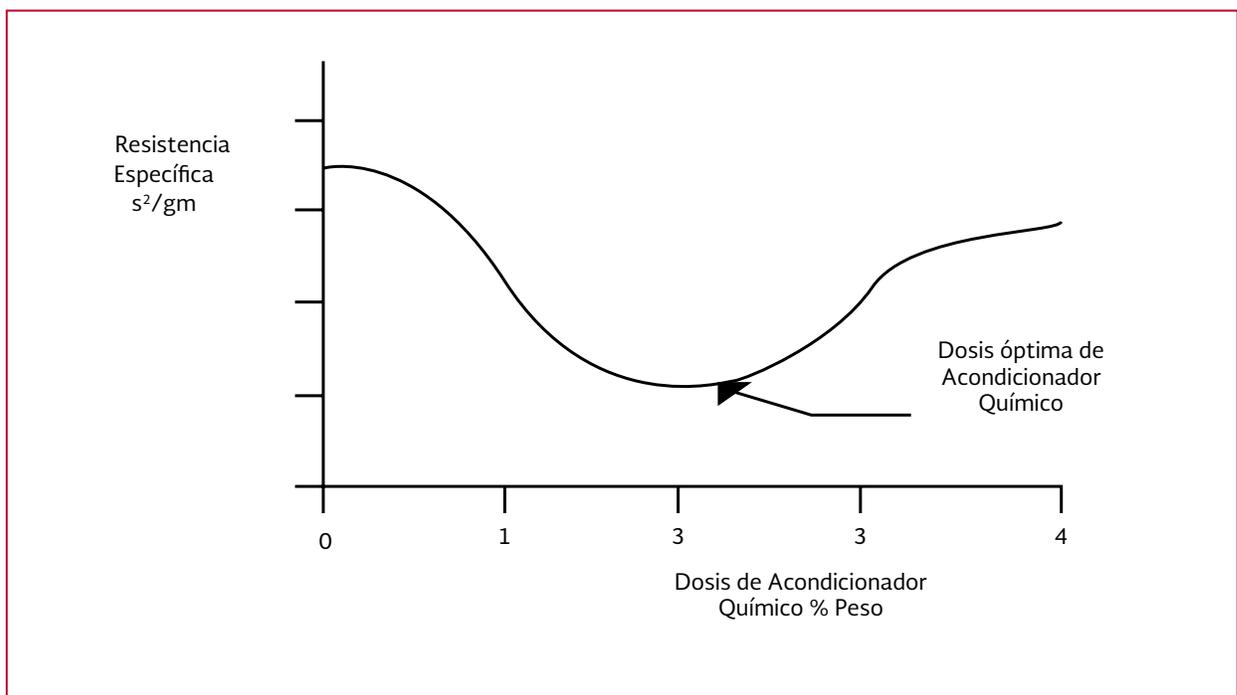
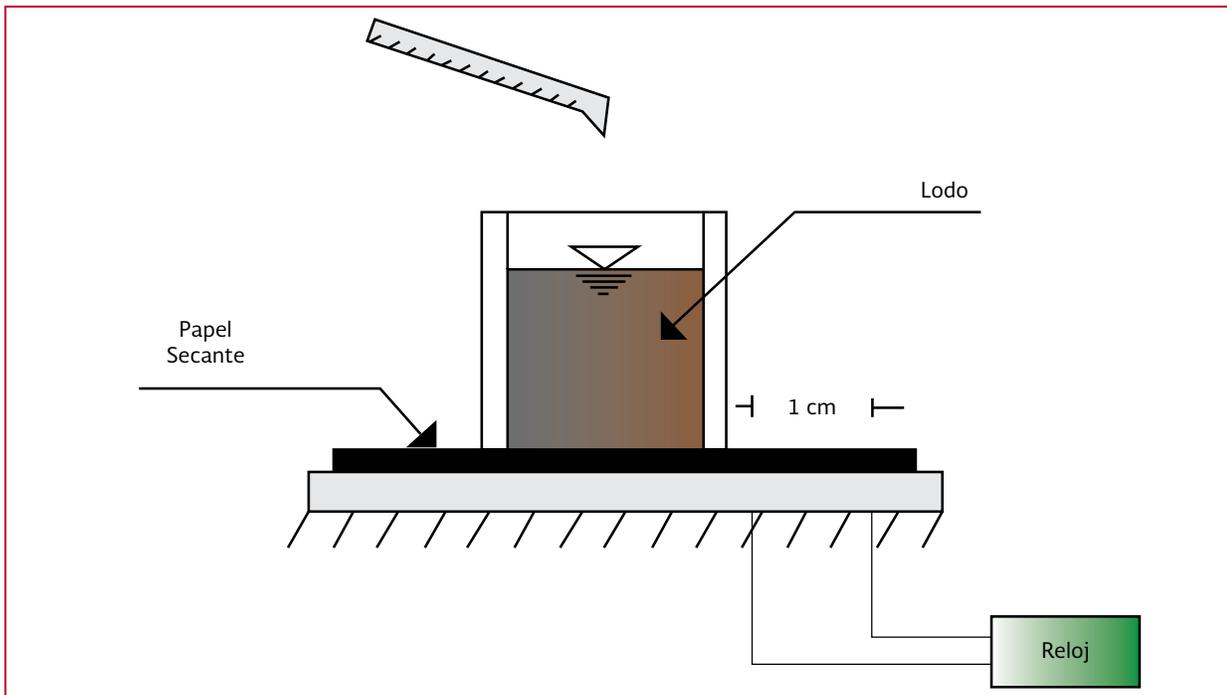


Ilustración F.2 Aparato para el tiempo de succión capilar (TSC)



$$\frac{t}{V} = \frac{uWR}{2PA^2}V + \frac{uR_i}{AP} \quad \text{Ecuación F.1}$$

$$\frac{t}{V} = bV + a \quad \text{Ecuación F.2}$$

Por lo tanto, una gráfica de t/V contra V debe dar una línea recta con una pendiente b y ordenada al origen a , como se muestra en la Ilustración F.2.

Como la pendiente b de la línea es igual a:

$$b = \frac{uWR}{2PA^2} \quad \text{Ecuación F.3}$$

La resistencia específica es por tanto:

$$R = \frac{2bPA^2}{uW} \quad \text{Ecuación F.4}$$

donde:

- R = resistencia específica del lodo (s^2/g)
- b = pendiente de la línea (s/cm^6)
- P = vacío aplicado (cm de agua)
- A = área del filtro (cm^2)
- u = viscosidad del filtrado (poise)
- W = peso seco de los sólidos por volumen de filtrado (g/cm^3)
- R = resistencia específica del medio del filtro (s^2/g)

Repitiendo la prueba de la resistencia específica para el lodo sin tratamiento y con lodo que haya recibido diversos acondicionamientos químicos es posible determinar el tratamiento químico óptimo (Ilustración F.3). Sin embargo, este valor es óptimo únicamente a la concentración de sólidos del lodo usado en el experimento. A continuación se muestran algunos valores de re-

sistencia específica de diversos lados de plantas potabilizadoras:

Lodo	Resistencia específica (s ² /g x 10 ⁶)
Cal y fierro	de 2.11 a 21.2
Lodo de ablandamiento alto en magnesio	5.49 a 25.1
Retrolavado de ablandamiento	5.98 a 13.2
Ablandamiento	11.57
Fierro	40.8 a 148.5
Retrolavado	76.8 a 121.8
Sulfato de aluminio	164.3

Aun cuando los datos de la resistencia específica se podrían teóricamente usar para

dimensionar el equipo, esta no es una práctica recomendada. La prueba es útil para estudios de acondicionamiento.

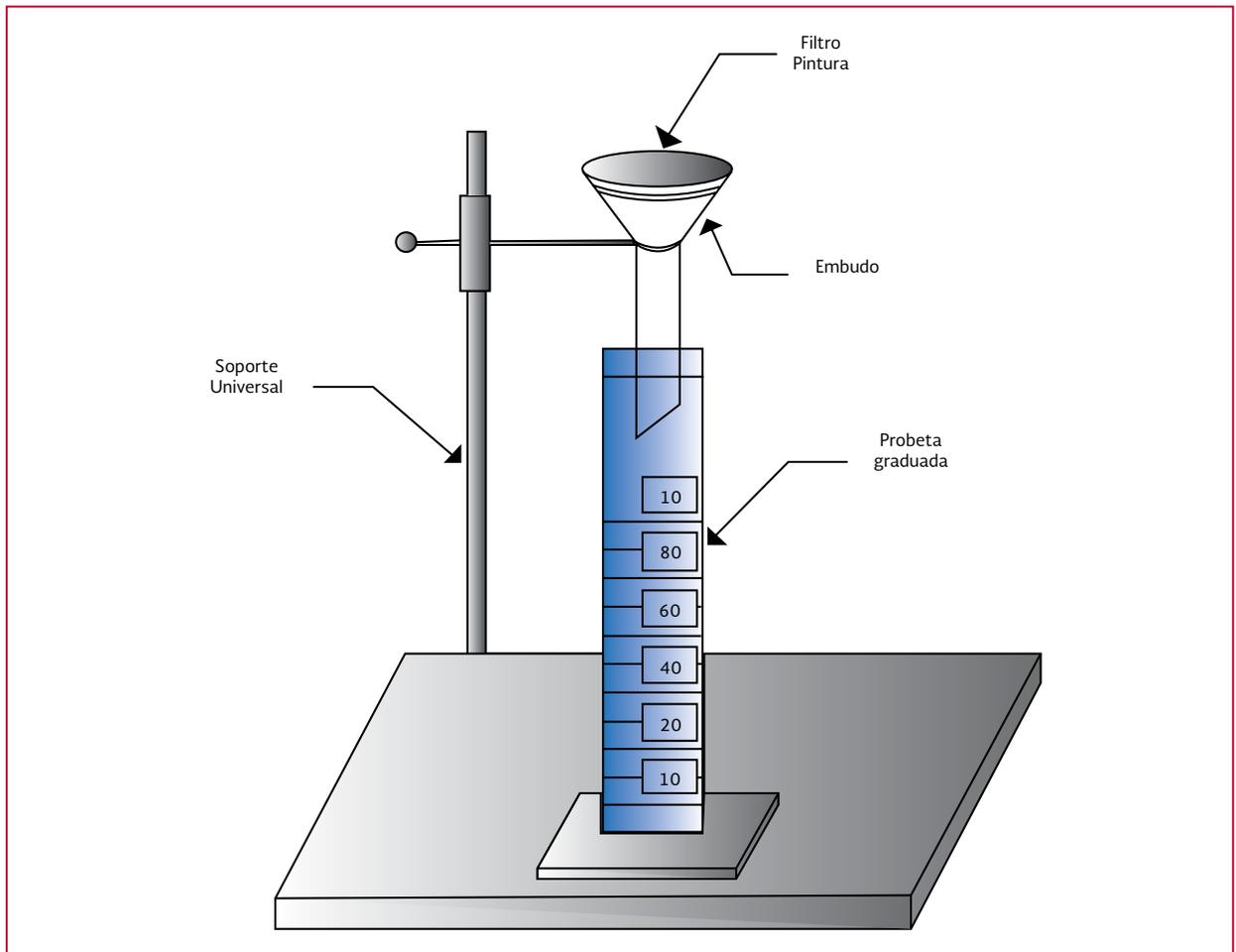
La mayoría de los lodos son compresibles y el grado de compresibilidad parece depender del vacío aplicado y de la geometría del sistema de desaguado. Se ha encontrado una expresión empírica que adecuadamente relaciona la resistencia específica y el nivel de vacío. Esta expresión es la siguiente:

$$R = CP^s \quad \text{Ecuación F.5}$$

donde:

- R = resistencia específica
- C = constante de la torta

Ilustración F.3 Equipo instalado para prueba



s = coeficiente de compresibilidad
 P = vacío aplicado

Tanto la constante de la torta (c) como el coeficiente de compresibilidad (s) se pueden determinar a partir de una gráfica logarítmica de la resistencia específica contra el nivel de vacío. El coeficiente de compresibilidad (s) es la pendiente de la línea recta generada, mientras que la constante de la torta es la ordenada al origen donde $P = 1$. El coeficiente de compresibilidad es igual a cero en un lodo incompresible. El coeficiente varía de 0.6 a 0.8 para lodo de hidróxido de aluminio y de 0.71 a 0.83 para lodos de hidróxido férrico. Se han reportado valores de 0.8 para lodos de cal.

Una simplificación de la prueba de la resistencia específica es la prueba de tiempo para filtrar (*TPF*). Esta prueba se lleva a cabo con el mismo aparato del embudo de Buchner de la prueba de la resistencia específica. El único dato que se registra es el tiempo que tarda la mitad del volumen en filtrarse. Esta prueba es más rápida de realizar y analizar los datos que la prueba de la resistencia específica, y puede proporcionar información útil de los efectos de los procedimientos de acondicionamiento.

F.2. PRUEBA DE LA HOJA DE FILTRO

La prueba de la hoja de filtro duplica lo más posible y a escala de laboratorio la operación de un filtro de vacío. Con esta prueba se pueden variar la concentración de sólidos en el lodo, el nivel de vacío, el medio filtrante, el tiempo del ciclo de filtrado, el acondicionamiento del lodo, y el tiempo de sumergencia (o porcentaje de sumergencia del filtro). El escalamiento del equipo de desaguado se puede lograr trabajando con lodos

representativos mezclados uniformemente y duplicando las condiciones que se usarán a escala prototipo.

Se debe usar la tela de filtro que interese y dicha tela deberá acondicionarse antes de obtener la información de diseño y de operación.

Las muestras de lodo se preparan en un equipo normal de pruebas de jarras en lotes de 2 litros y se transfieren con cuidado a un vaso de precipitado para llevar a cabo la prueba. La hoja de filtro que contiene el medio filtrante para usar o evaluar se introduce en el lodo bien mezclado. El nivel de vacío y el ciclo de formación de la torta deberán ser los mismos que se usarán en el equipo escala prototipo. Al final del tiempo de formación se remueve con cuidado la hoja de filtro del lodo y se le permite que se seque en la atmósfera bajo el mismo nivel de vacío y de tiempo de secado usado en operaciones normales o en el diseño. Al final del ciclo de secado, se mide el espesor de la torta de filtrado y se remueven los sólidos del medio filtrante. Se determinan normalmente el volumen de filtrado, peso húmedo y seco de los sólidos recuperados, el contenido de sólidos de la torta y el contenido de sólidos en suspensión del filtrado. A partir de estas pruebas se puede obtener el rendimiento del filtro mediante:

$$Y = W/AT \quad \text{Ecuación F.6}$$

donde:

- Y = rendimiento del filtro en sólidos secos producidos por unidad de área por hora ($\text{kg}/\text{m}^2/\text{h}$)
- W = peso de la torta seca formada durante la prueba (kg)
- A = área del filtro (m^2)
- T = tiempo total del ciclo (h)

El tiempo total del ciclo incluye el tiempo que el filtro está sumergido, el tiempo de secado y el tiempo de remoción de la torta.

F.3. TIEMPO DE SUCCIÓN CAPILAR

La técnica de tiempo de succión capilar es una de las pruebas más rápidas y simples para determinar las características de desaguado de los lodos. Los resultados son muy útiles para comparar métodos de acondicionamiento o como herramienta para que el operador determine la dosis de polímero para dispositivos de desaguado escala prototipo.

La prueba de tiempo de succión capilar se lleva a cabo en el aparato que se muestra en la Ilustración F.3. Una muestra representativa del lodo se coloca en la tasa; a medida que el lodo se desagua, el líquido fluye hacia afuera a través de un papel secante especial. Cuando el líquido pasa por el primer detector se enciende un cronómetro, el cual se detiene cuando el líquido llega al segundo detector localizado generalmente a 1 cm del primero. Las muestras se acondicionan añadiéndoles una concentración conocida de polímero (u otro acondicionante) a las muestras de lodo.

F.4. PRUEBA DE LÍQUIDOS MEDIANTE EL FILTRO PARA PINTURA

Este método se usa para determinar la presencia de líquidos libres en una muestra representativa de lodo. Para llevar a cabo esta prueba se pone una cantidad predeterminada de material en un filtro para pintura. Si cualquier porción del material pasa a través del filtro y gotea dentro del periodo de prueba (5 minutos), se considera que

el material contiene líquidos libres. Se ha observado que algún material del filtro se separa del cono del filtro cuando se expone a materiales alcalinos. Este hecho no causa problemas si la muestra no es perturbada.

F.4.1. EQUIPO Y MATERIALES

- Filtro para pintura cónico: número de malla 60 (malla fina). Disponible en tiendas de pinturas.
- Embudo de vidrio: si el filtro para pintura con el lodo no puede sostener su peso propio en el soporte de anillo, se podrá usar un embudo de vidrio con una boca lo suficientemente grande para que por lo menos 2.5 cm de la malla del filtro sobresalga del embudo. El embudo debe tener una boca lo suficientemente grande para sostener el filtro para pintura y al mismo tiempo no deberá interferir con el movimiento del líquido que pase por la malla del filtro hacia la probeta graduada.
- Base para anillo y anillo, o tripié.
- Probeta o vaso de precipitado graduado de 100 mL.

F.4.2. PROCEDIMIENTO

Para llevar a cabo esta prueba se requiere una muestra representativa de 100 mL o de 100 g. Si no es posible obtener una muestra de 100 mL o de 100 g que sea lo suficientemente representativa del lodo, el analista deberá usar muestras de mayor tamaño en múltiplos de 100 mL o de 100 g, por ejemplo: 200, 300, 400 mL o g. Sin embargo, cuando se usan muestras más grandes, los analistas deberán dividir la muestra en porciones de 100 mL o de 100 g y aplicar la prueba a cada porción en forma separada. Si cualquiera de las porciones de la muestra contiene líquidos

libres, la totalidad de la muestra será considerada como que contiene líquidos libres.

A continuación se arma el equipo de prueba como se muestra en la Ilustración F.3. Se pone la muestra en el filtro. Se podrá usar un embudo para dar apoyo al filtro para pintura. Se deja drenar la muestra durante 5 minutos en la probeta graduada.

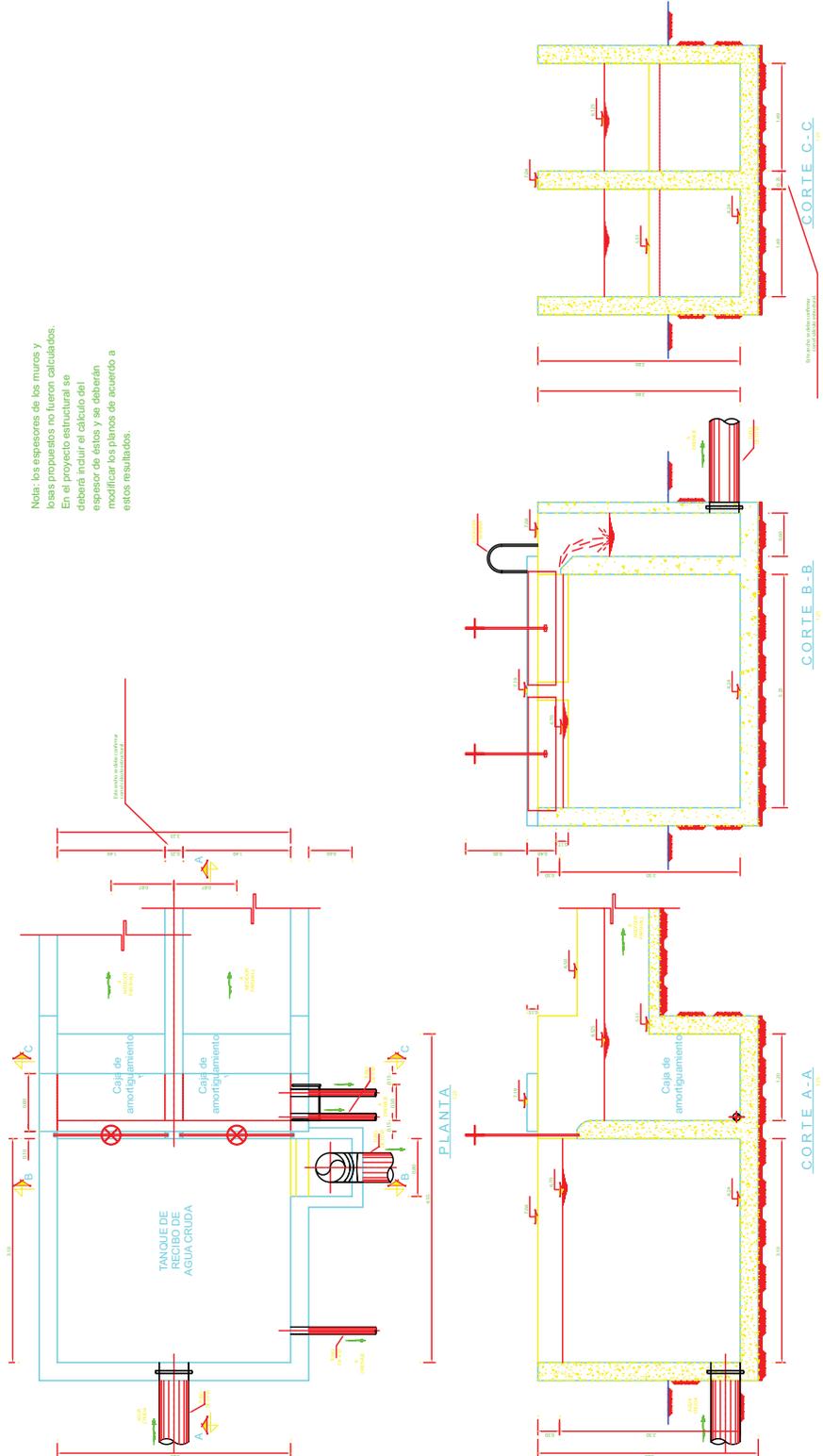
Si cualquier porción del material bajo prueba se colecta en la probeta durante el periodo de 5 minutos, entonces se considera que el material contiene líquidos libres.

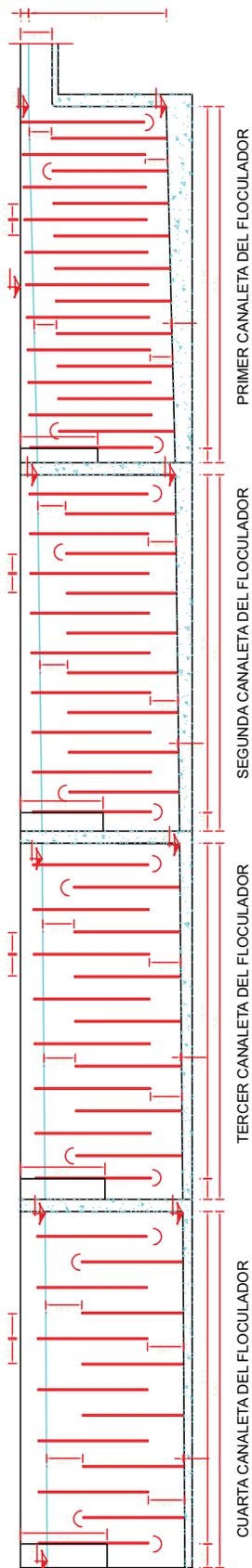
Se deberán analizar muestras por duplicado de modo rutinario.

G

CAJA DE DISTRIBUCIÓN

Nota: los espesores de los muros y losas propuestos no fueron calculados. En el proyecto estructural se deberá incluir el cálculo del espesor de éstos y se deberán modificar los planos de acuerdo a estos resultados.





PRIMER CANALETA DEL FLOCULADOR

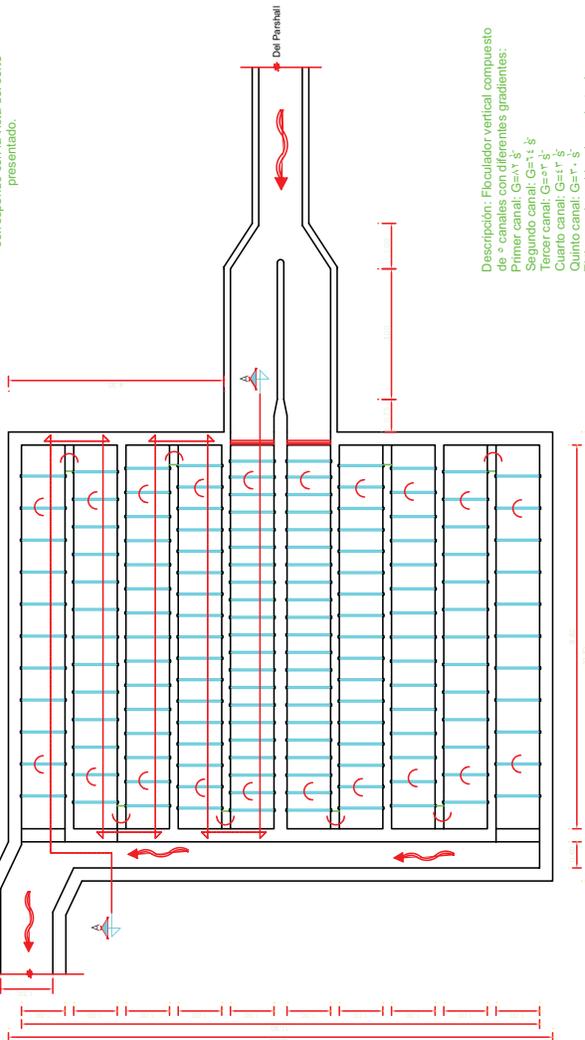
SEGUNDA CANALETA DEL FLOCULADOR

TERCER CANALETA DEL FLOCULADOR

CUARTA CANALETA DEL FLOCULADOR

FLOCULADOR: ARREGLO DE LAS MAMPARAS.
(CORTE A-A)

Nota: en este corte la ubicación de los orificios para paso de agua entre los canales floculadores no corresponde con la vista del corte presentado.



FLOCULADOR PLANTA

FLOCULADOR: ARREGLO DE LAS MAMPARAS.
QUINTA CANALETA DEL FLOCULADOR
(CORTE A-A)

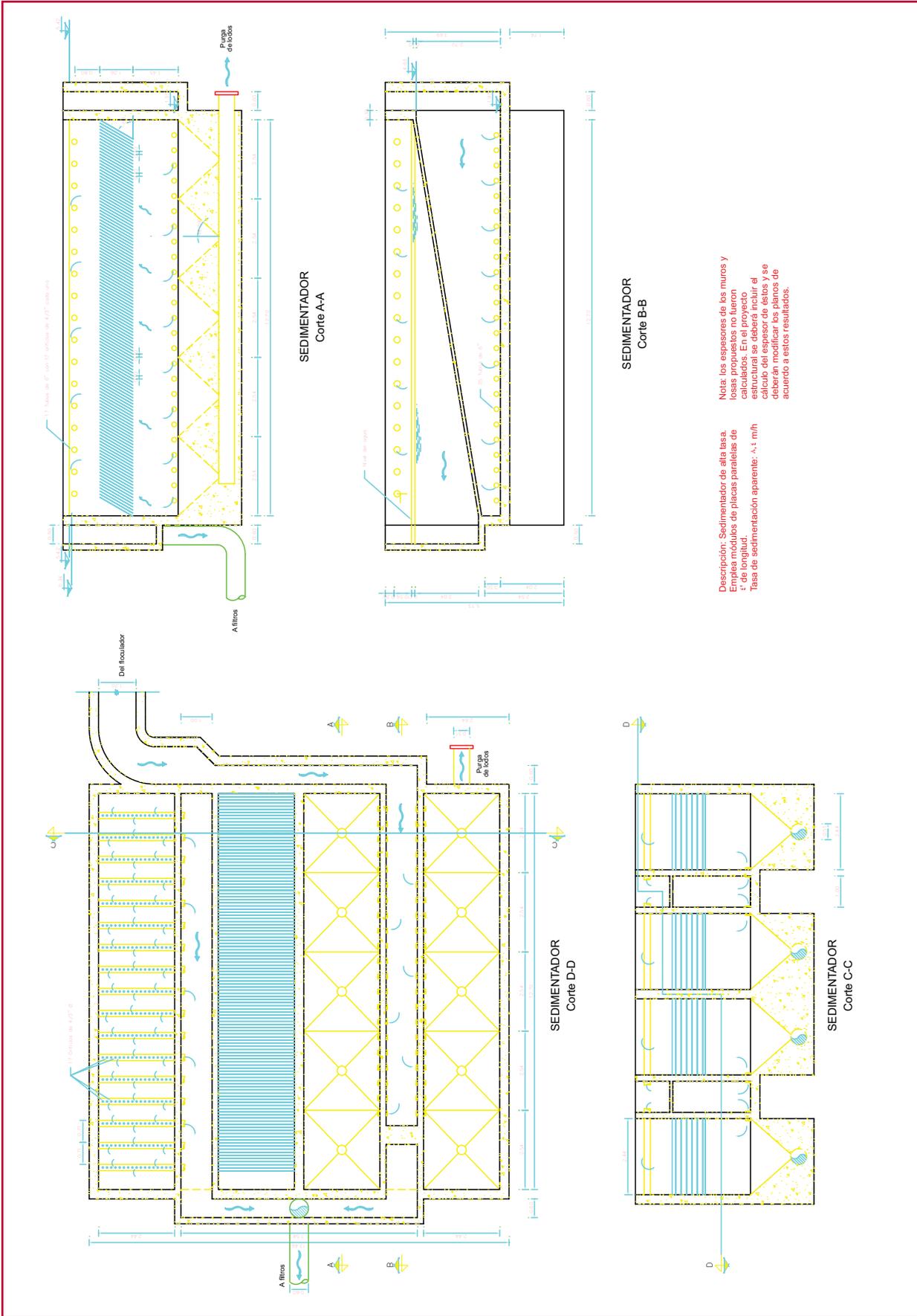
Nota: en este corte la ubicación de los orificios para paso de agua entre los canales floculadores no corresponde con la vista del corte presentado.

Nota: los espesores de los muros y las proporciones no fueron considerados. En el caso de la estructura se deberá incluir el cálculo del espesor de éstos y se deberán modificar los planos de acuerdo a estos resultados.

Descripción: Floculador vertical compuesto de 5 canales con diferentes gradientes:

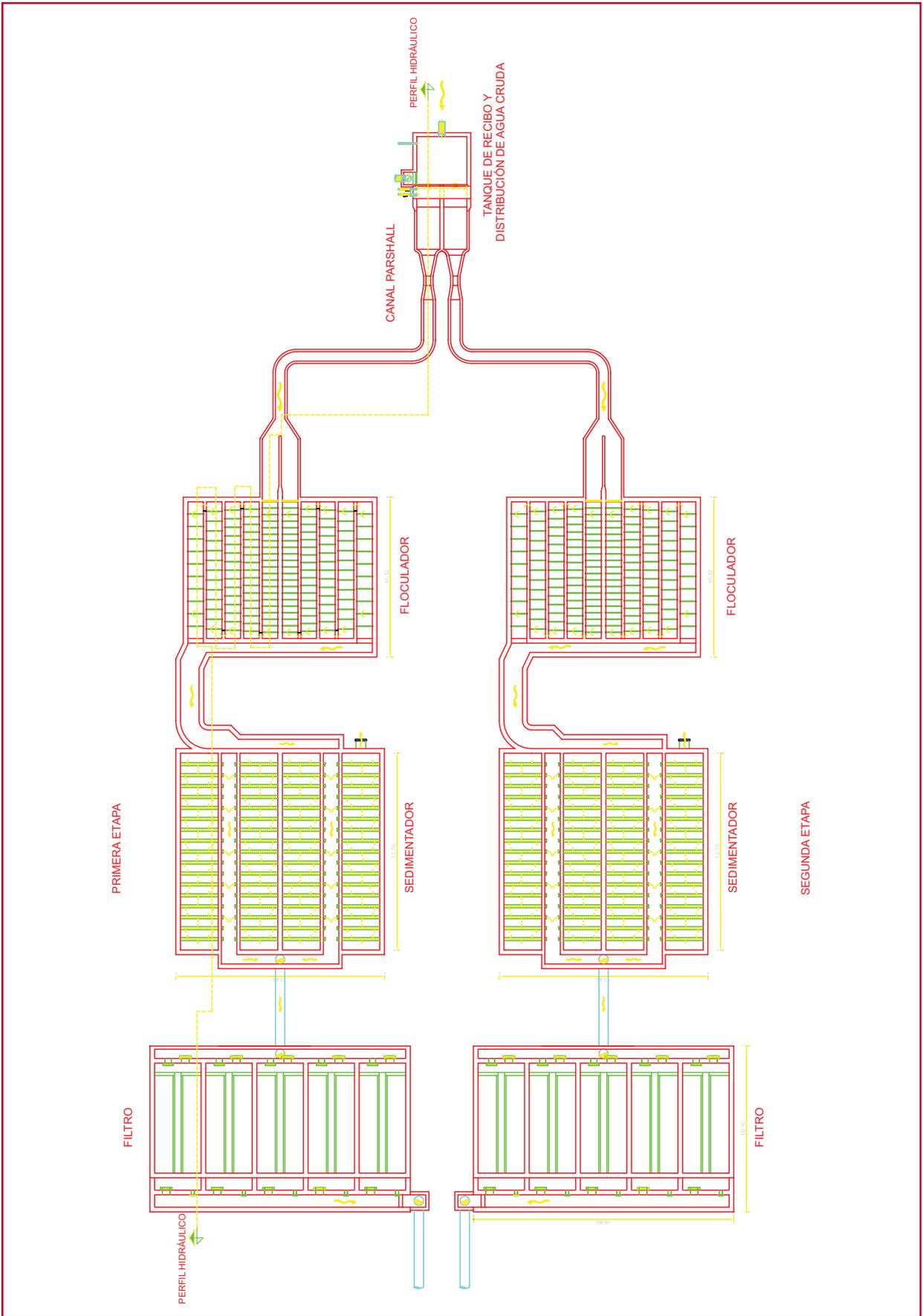
- Primer canal: $G=1 \text{ s}^{-1}$
- Segundo canal: $G=1 \text{ s}^{-1}$
- Tercer canal: $G=1 \text{ s}^{-1}$
- Cuarto canal: $G=1 \text{ s}^{-1}$
- Quinto canal: $G=1 \text{ s}^{-1}$

El tiempo de residencia es de ≥ 15 min para cada uno, para un total de ≥ 15 min. La pérdida de carga total es de $\leq 1,5$ m. Mamparas de madera de $7/16$ ".



Nota: los espesores de los muros y losas propuestos no fueron calculados. En el proyecto estructural se deberá incluir el cálculo del espesor de éstos y se deberán modificar los planos de acuerdo a estos resultados.

Descripción: Sedimentador de alta tasa. Emplea módulos de placas paralelas de 1' de longitud. Tasa de sedimentación aparente: 4.1 m/h





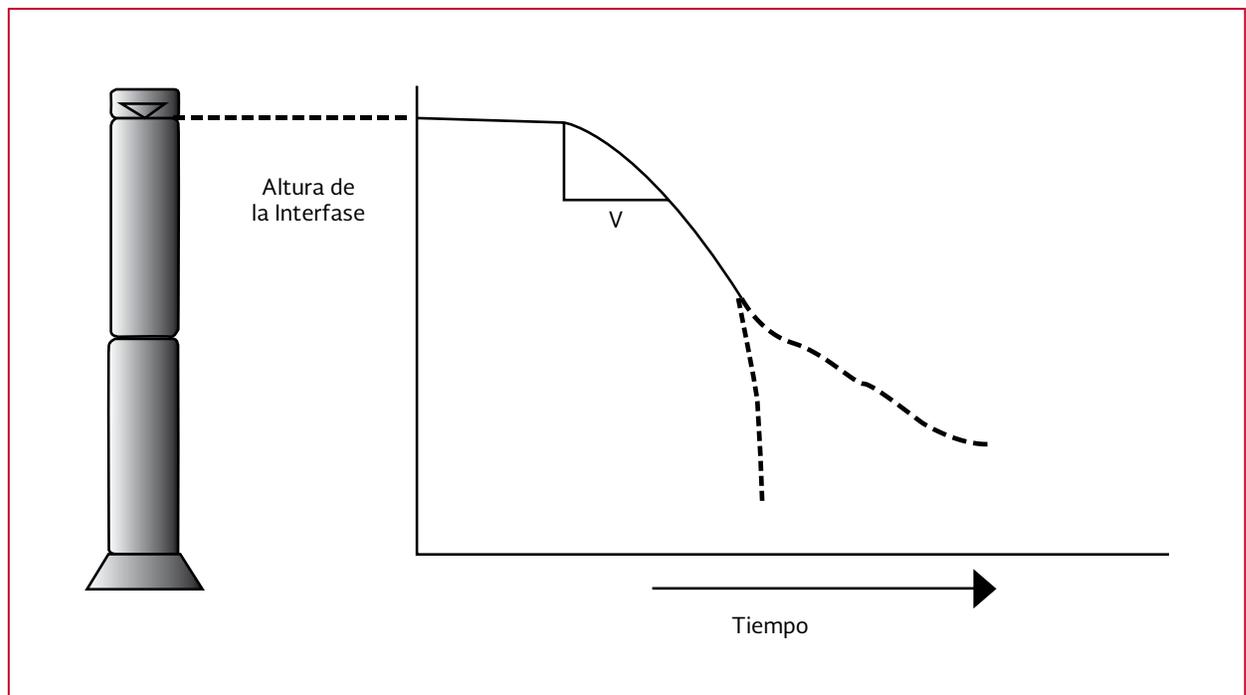
H

PRUEBAS DE SEDIMENTACIÓN PARA EL DISEÑO DE ESPESADORES

Las características de sedimentación para suspensiones concentradas tales como lodos son diferentes a las de sustancias diluidas, incluyendo el agua cruda ordinaria de las plantas de tratamiento de aguas. Los lodos producidos en las plantas de tratamiento en general han sido químicamente floculados, por lo que la sedimentación se lleva a cabo por zonas. Cuando una solución diluida con partículas de diferentes tamaños se vacía en una probeta, inicialmente la concentración es la misma a lo largo de toda la probeta. La posición de la partícula que en el tiempo cero estaba en la superficie,

se localiza, a diferentes intervalos de tiempo, como se muestra en la curva de sedimentación sin obstáculos. La partícula se sedimentará sin obstáculos a su propia velocidad hasta alcanzar el punto B. La velocidad de sedimentación disminuye en el punto B y la partícula se convierte en parte de lodo depositado entre los puntos B y C. De las posiciones C a D la partícula depende de la compactación de los lodos sedimentados. Sin embargo, las suspensiones concentradas se sedimentan de diferente manera, tal como se muestra en la Ilustración H.1, bajo la porción de sedimentación sin obstáculos.

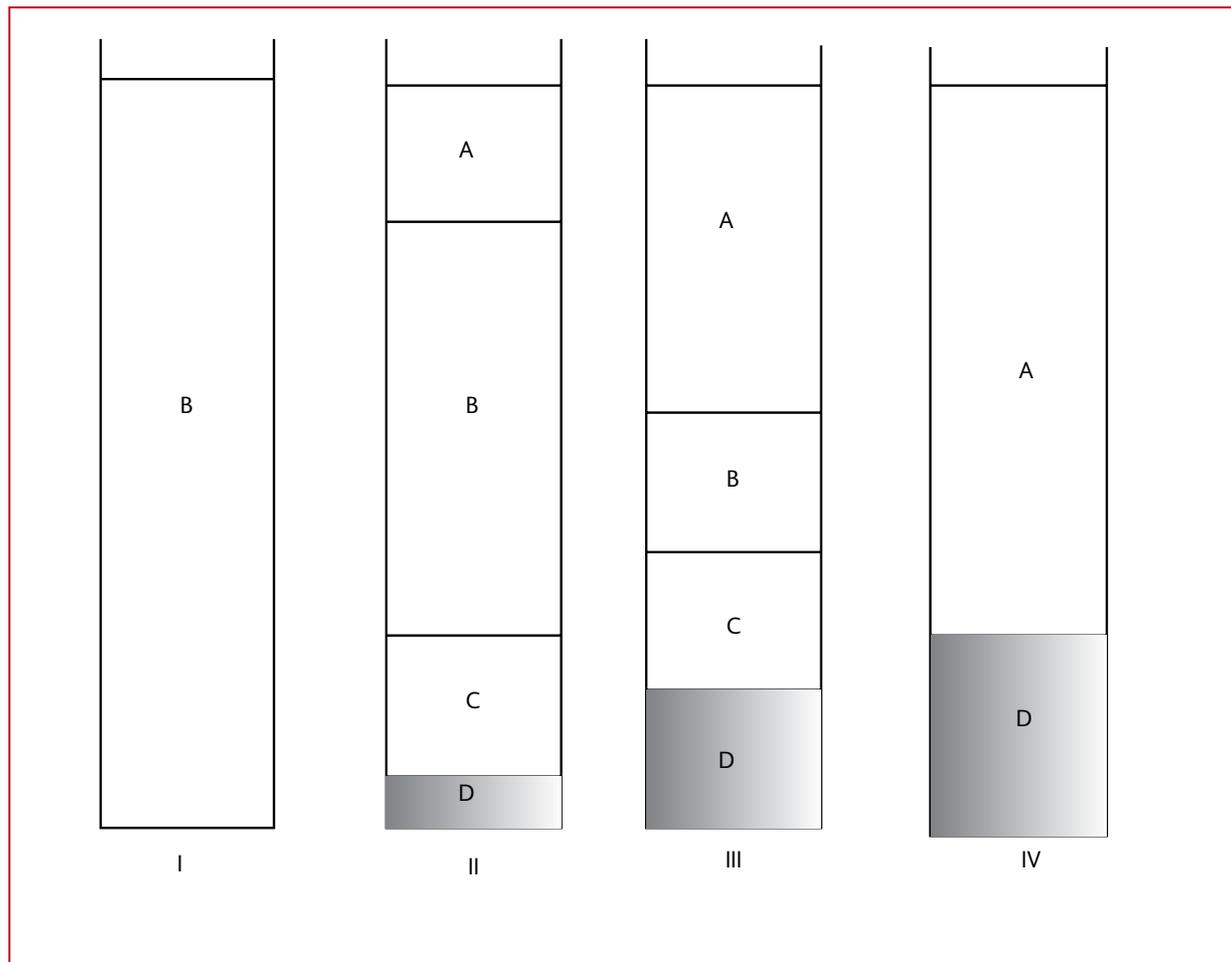
Ilustración H.1 Prueba de espesamiento en un cilindro altura de interfase contra curva de tiempo



Una suspensión espesa floculada, tal como los lodos coagulados, producen cuatro zonas de sedimentación, tal como lo muestra la Ilustración H.3. Inicialmente, la concentración es uniforme como lo indica B. Inmediatamente después, se desarrolla una interfase sólido-líquido y se forma una zona de líquido clara, A. En la zona B, las partículas se sedimentan a una velocidad uniforme bajo condiciones de sedimentación sin obstáculos. Al mismo tiempo en que se forma la zona A, otras dos zonas se forman, la C y la D. La zona C es una zona de transición, mientras que la D es una zona de compresión.

La prueba de sedimentación común que se lleva a cabo en el laboratorio se realiza en un cilindro

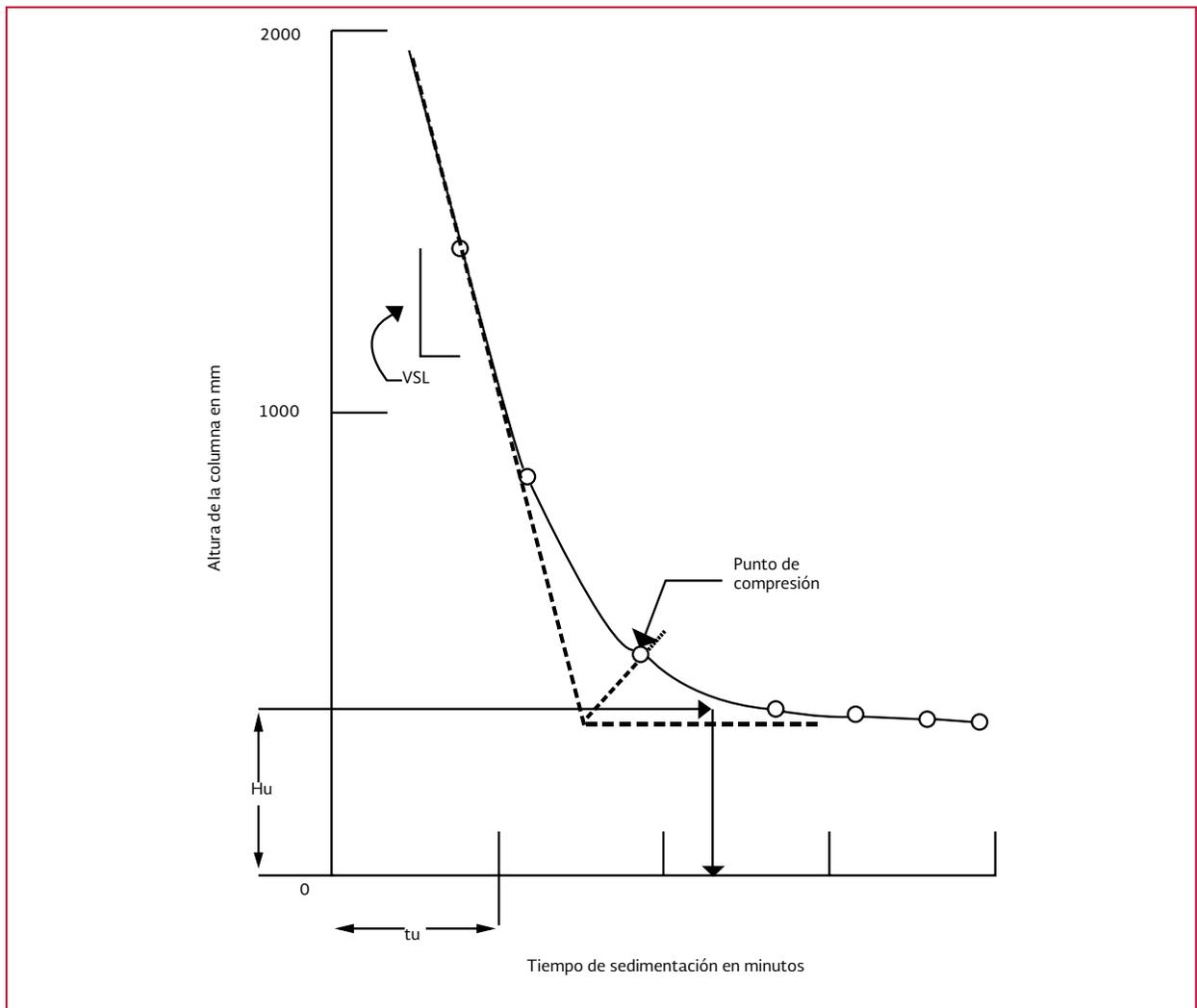
Ilustración H.2 Formación de zonas de concentración para una suspensión espesa floculada, después de 4 intervalos diferentes de tiempo



transparente lleno del lodo, el cual se mezcla para distribuir los sólidos en forma pareja. Los lodos de clarificadores y sedimentadores de potabilizadoras sedimentan en forma de lecho de lodos con una interfase muy bien definida. Con los registros de la altura de la interfase contra el tiempo se traza una gráfica. La velocidad de sedimentación libre se determina como la pendiente de la porción recta de la gráfica.

Se extienden las tangentes tanto de la zona de sedimentación libre como de la zona de compresión. Al punto donde la línea que bisecta el ángulo formado por las tangentes intercepta la curva de sedimentación se le conoce como punto de compresión (Ilustración H.4).

Ilustración H.3 Curva de sedimentación de lodo



A la altura del lodo en el cilindro a la concentración deseada de la purga de lodos, C_u , se le denomina altura H_u . Esta altura se puede determinar mediante una relación de balance de masa.

$$H_u C_u = H_o C_o \quad \text{Ecuación H.1}$$

donde:

H_o = altura inicial de la interfase del lodo

C_o = concentración inicial de sólidos suspendidos

Para encontrar el valor del tiempo en que se obtiene la concentración C_u , se traza una línea

horizontal a partir del valor calculado de H_u , hacia una línea tangente al punto de compresión. El punto de intersección indica el tiempo de sedimentación, (t_u) buscado. La prueba se repite para diferentes concentraciones iniciales de sólidos y, para cada una de ellas, se obtienen los valores de la velocidad de sedimentación libre y del tiempo de sedimentación para la concentración deseada (C_u). Estos valores se grafican obteniéndose gráficas similares a la de la Ilustración H.4.

La tasa superficial se obtiene mediante la siguiente relación:

$$TS = Ho/tu (Cu - Co)/Cu \quad \text{Ecuación H.2}$$

Y la carga superficial se obtiene multiplicando la tasa superficial por la concentración inicial:

$$CS = TSCo \quad \text{Ecuación H.3}$$

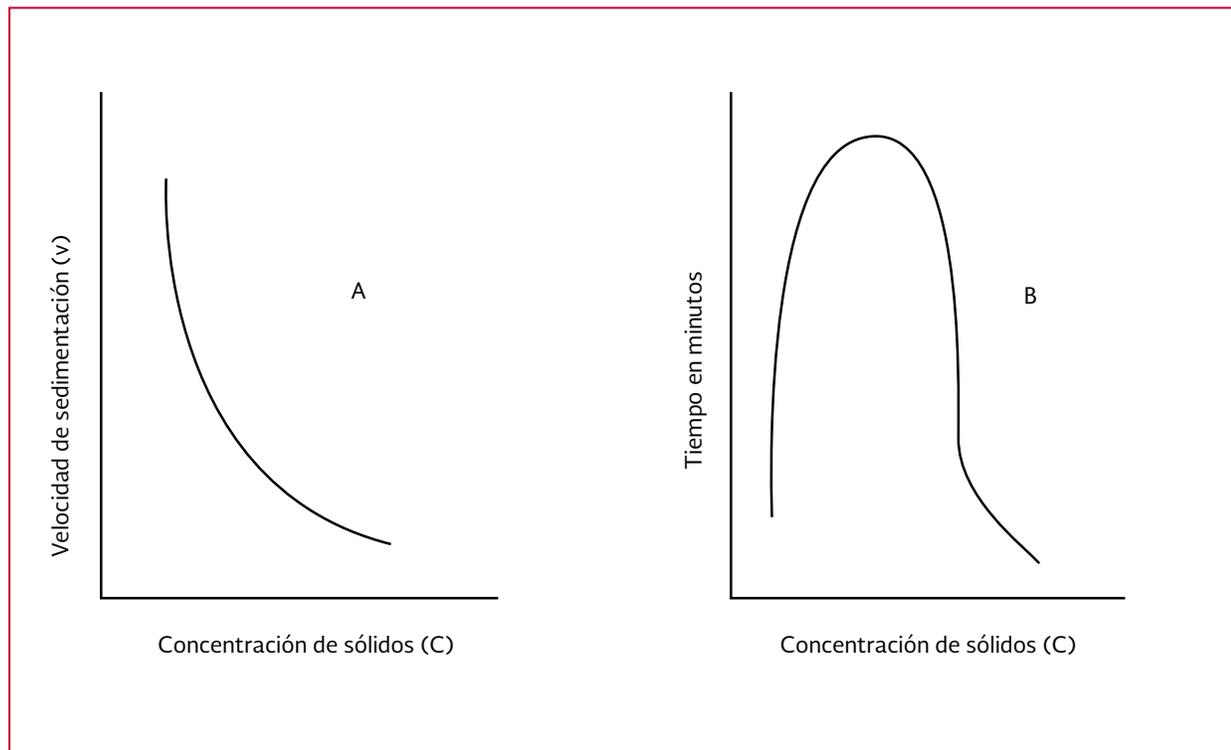
El factor más importante al considerar el tamaño del sistema de prueba es el diámetro del cilindro. Con bajas concentraciones de sólidos (< 0.4 por ciento) los cilindros de menores dimensiones tienden a subestimar la velocidad de sedimentación, lo cual da como resultado un diseño conservador. A concentraciones de sólidos por encima de 0.5 por ciento los cilindros de menores dimensiones sobrestiman las velocidades de sedimentación. Desde un punto de vista práctico, una probeta graduada de 1000 mL puede utilizarse para obtener las características generales de sedimentación del lodo.

Para llevar a cabo estas pruebas es recomendable considerar lo siguiente:

1. El diámetro del cilindro debe ser lo más grande posible. El tamaño mínimo práctico es 20 cm
2. La altura inicial debe ser igual a la profundidad del espesador prototipo. Cuando esto no es práctico, la altura mínima debe ser 1 m.
3. El cilindro se debe llenar desde el fondo
4. La muestra se debe agitar a lo largo de la prueba, pero muy lentamente. Una velocidad razonable para un cilindro de 20 cm es 0.5 r/min. Esta agitación lenta ayuda a que la prueba en un cilindro pequeño se asemeje lo más posible a la escala prototipo

El resultado de varias pruebas de espesamiento intermitente graficadas como A) velocidad de la interfase contra concentración inicial de sólidos y B) flujo de sólidos contra concentración inicial de sólidos (Ilustración H.5).

Ilustración H.4 Gráficas de las pruebas de espesamiento intermitente



Ejemplo de aplicación

Los datos del ejemplo de aplicación se obtuvieron de pruebas realizadas con los lodos de la planta potabilizadora San Gaspar de la ciudad de Guadalajara, Jalisco.

Las concentraciones de lodo utilizadas en las pruebas fueron:

Prueba 1 concentración $C_o = 2.013 \text{ mg/L}$
 Prueba 2 concentración $C_o = 4\,680 \text{ mg/L}$
 Prueba 3 concentración $C_o = 13\,890 \text{ mg/L}$

Las pruebas se realizaron durante 2 horas midiendo la altura de la interfase agua-lodo a intervalos regulares. Los datos obtenidos se muestran en la Tabla H.1.

Tabla H.1 Resultados de las pruebas de espesamiento

Tiempo min	Altura de la interfase en cm		
	Concentración inicial mg/L		
	13.9	4 680	2 013
0	16.4	16	16.6
2	14.3	11.2	5.5
5	11.9	9.5	5
10	11.2	8.3	4.7
20	10.5	7.7	4.5
30	10.2	7.5	4.5
45	9.9	7.3	4.5
60	9.8	7.2	4.5
90	9.5	7.15	4.5
120	9.5	7	4.5

Las gráficas obtenidas con los datos anteriores se presentan a continuación:

Siguiendo la metodología mencionada anteriormente se obtuvieron los siguientes valores:

$$C_o = 13\,890 \text{ mg/L}$$

$$\text{Velocidad de sedimentación libre} = 0.911 \text{ cm/min}$$

$$C_o = 4\,680 \text{ mg/L}$$

$$\text{Velocidad de sedimentación libre} = 1.23 \text{ cm/min}$$

$$C_o = 2\,013 \text{ mg/L}$$

$$\text{Velocidad de sedimentación libre} = 5.60 \text{ cm/min}$$

Estos valores se presentan en la gráfica siguiente de velocidad de sedimentación.

Considerando que se desea una concentración de sólidos espesados de 2 por ciento, esto es, 20 000 mg/L, se obtuvieron los siguientes tiempos de espesamiento:

$$C_o = 13\,890 \text{ mg/L}$$

$$H_u = C_o H_o / H_u = (4\,680)(16) / 120\,000 = 3.74$$

$$H_u = C_o H_o / H_u = (13\,890)(16.4) / 20\,000 = 11.39$$

$$t_u = 30.5 \text{ min}$$

$$t_u = 8 \text{ min}$$

$$C_o = 2\,013 \text{ mg/L}$$

$$C_o = 4\,680 \text{ mg/L}$$

$$H_u = C_o H_o / H_u = (2\,013)(16.8) / 20\,000 = 1.69$$

$$t_u = 28 \text{ min}$$

Ilustración H.5 $C_o = 13\,890 \text{ mg/L}$

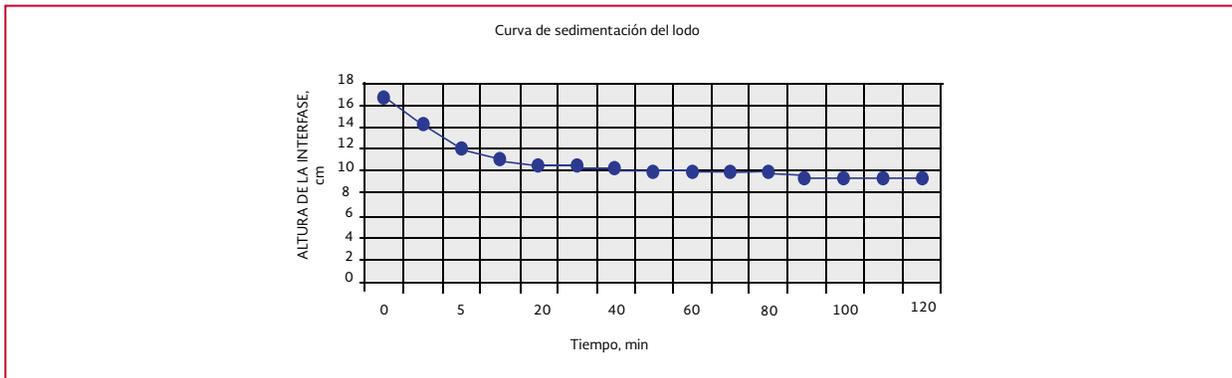


Ilustración H.6 $C_o = 4\,680 \text{ mg/L}$

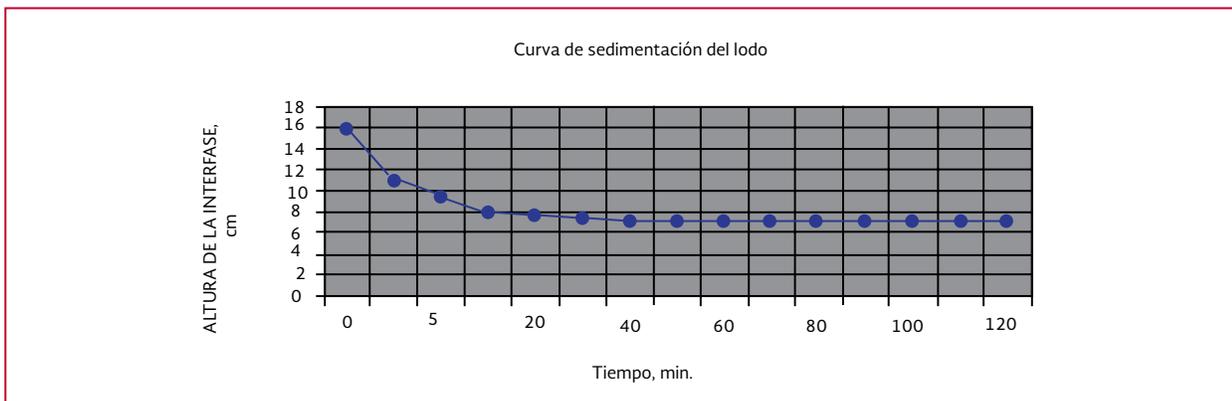


Ilustración H.7 $C_o = 2\,013 \text{ mg/L}$

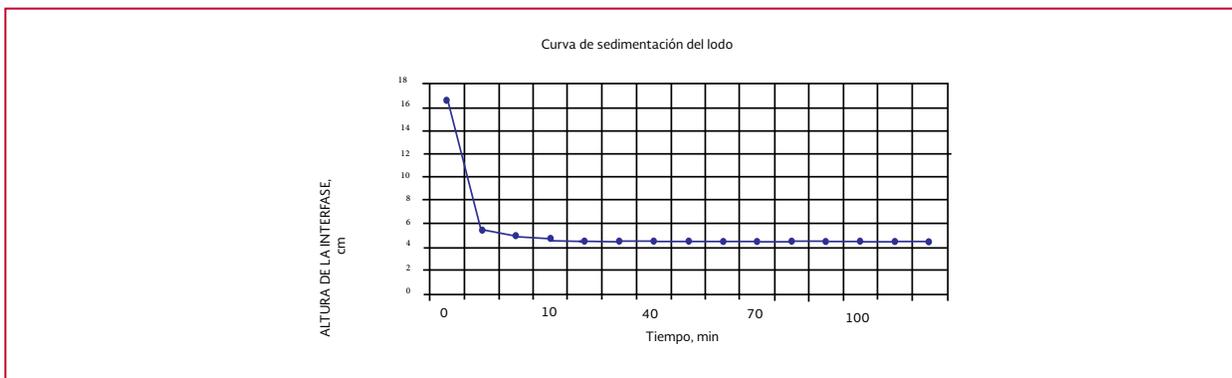


Ilustración H.8 Velocidad de sedimentación

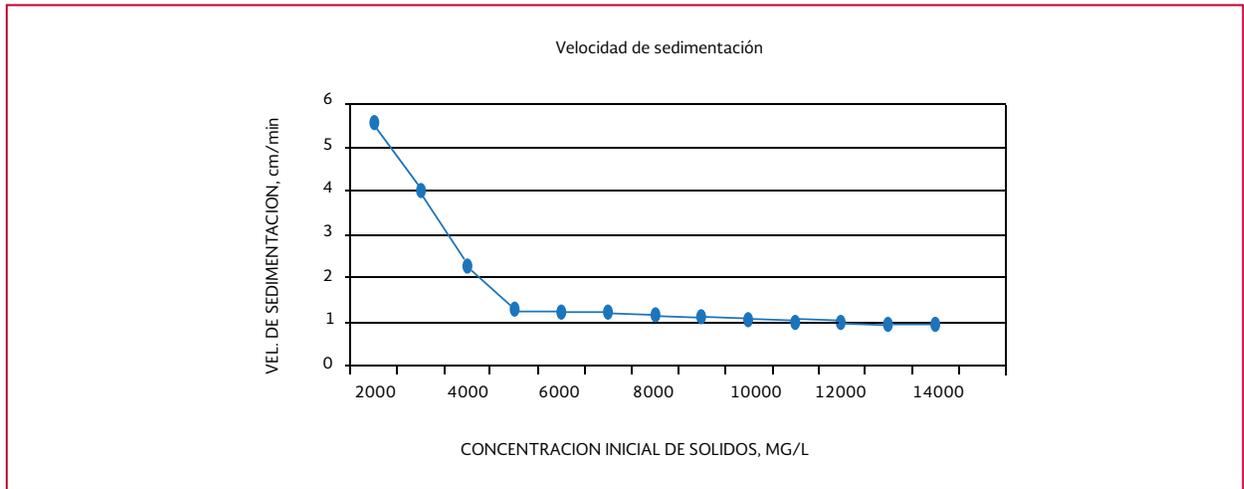
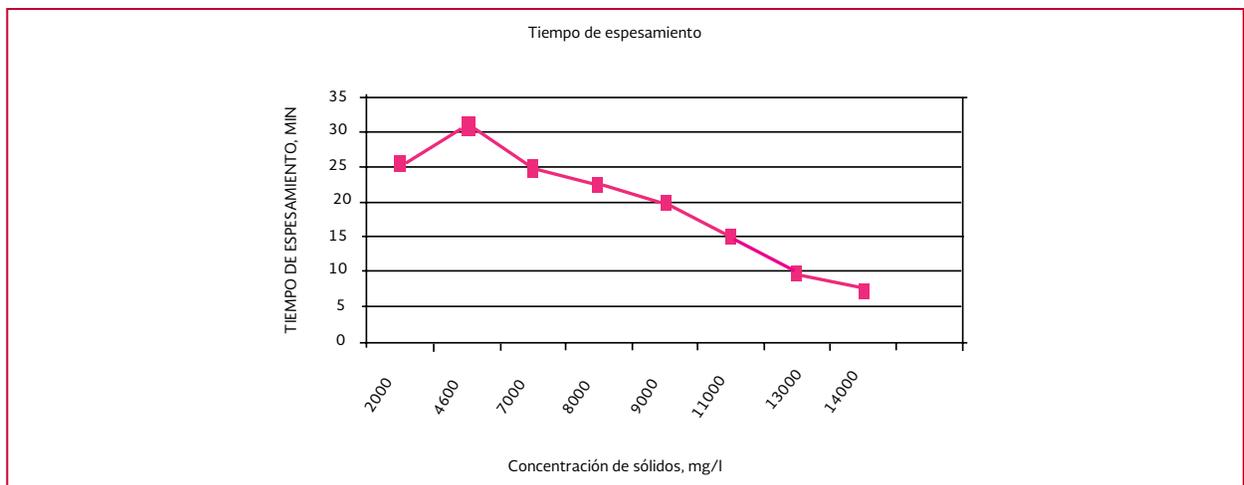


Ilustración H.9 Tiempo de espesamiento



Considerando que la purga de los sedimentadores tenga una concentración de 0.8 por ciento, esto es, 8 000 mg/L, de la gráfica de velocidad se obtiene:

Velocidad para una concentración C_o de 8 000 mg/L = 1.1 cm/min

De la gráfica de tiempo de espesamiento se obtiene:

$$t_u = 22.5 \text{ min}$$

Con estos valores se calcula la carga superficial:

$$CS = H_o/t_u (C_u - C_o)/C_u$$

$$CS = (16.7/100)/(22.5/1440)(20\ 000 - 8\ 000)/20\ 000 = 6.41 \text{ m/d}$$

La carga de sólidos es por lo tanto de

$$C_s = (6.41)(8) = 51.3 \text{ kg/(m}^2 \text{ d)}$$



GLOSARIO

Ablandamiento. Proceso de remoción de los iones calcio y magnesio, principales causantes de la dureza del agua (NOM-127-SSA1-1994).

Absorción. La penetración de una sustancia (el absorbato) en el interior de la estructura de otro (el absorbente).

Ácido. Sustancia que contiene hidrógeno disuelta en agua; da lugar a la formación de iones hidrógeno, que pueden ser desplazados por metales para formar sales.

Acidez. Capacidad cuantitativa de las soluciones acuosas para reaccionar con los iones hidroxilo. Se mide por titulación con una solución estándar de una base para especificar el punto final.

Adsorción. Remoción de iones y moléculas de una solución que presentan afinidad a un medio sólido adecuado, de forma tal que son separados de la solución (NOM-127-SSA1-1994).

Aerobio. Organismo que requiere oxígeno elemental libre o que no es destruido por la presencia de este.

Aireación. Contacto entre el aire y un líquido por uno o más de los siguientes métodos: (a) rociando el líquido en el aire, (b) bombeando

el aire hacia el líquido, (c) agitando el líquido para promover una superficie de absorción de aire.

Aireador. Un dispositivo que promueve un estrecho contacto entre el aire y el agua con el objetivo de oxigenarla o excluir gases o sustancias volátiles.

Aglomeración. La coalescencia de materia dispersa suspendida en amplios flóculos o partículas de rápida sedimentación.

Agua para uso y consumo humano. Aquella que no contiene contaminantes objetables, ya sean químicos o agentes infecciosos, y que no causa efectos nocivos al ser humano. También se denomina agua potable (NOM-127-SSA1-1994).

Alcalinidad. Capacidad del agua para neutralizar ácidos, una propiedad derivada del contenido de carbonatos, bicarbonatos, hidróxidos y en ocasiones boratos, silicatos y fosfatos en el agua. Esta se expresa en miligramos por litro de equivalentes de carbonato de calcio.

Aminas. Compuestos formados al reemplazar uno o más de los átomos de hidrógeno del amoníaco, NH_3 , por radicales orgánicos.

Amoniaco. Combinación química de hidrógeno (H) y nitrógeno (N) que existe ampliamente en la naturaleza (NH_3).

Aroma. Un olor agradable y característico de una planta, condimento o alimento.

Aromático. Hidrocarburo que tiene uno o más anillos insaturados de seis átomos de carbono.

Bitácora. Libro con registro foliado (NOM-179-SSA1-1998).

Características microbiológicas. Las debidas a microorganismos nocivos para la salud humana. Para efectos de control sanitario se determina el contenido de indicadores generales de contaminación microbiológica, específicamente organismos coliformes totales y *Escherichia coli* o coliformes fecales (NOM-127-SSA1-1994).

Características físicas y organolépticas. Las que se detectan sensorialmente. Para efectos de evaluación, el sabor y olor se ponderan por medio de los sentidos y el color y la turbiedad se determinan por medio de métodos analíticos de laboratorio (NOM-127-SSA1-1994).

Características químicas. Las debidas a elementos o compuestos químicos, que como resultado de investigación científica, se ha comprobado que pueden causar efectos nocivos a la salud humana (NOM-127-SSA1-1994).

Características radiactivas. Aquellas resultantes de la presencia de elementos radiactivos.

Clarificación. Cualquier proceso o combinación de procesos cuyo propósito principal sea

reducir la concentración de materia suspendida en un líquido.

Cloro. Elemento ordinario que existe como gas verde-amarillento, aproximadamente 2.5 veces más pesado que el aire. A presión atmosférica y a temperatura de $1\ 055\ ^\circ\text{C}$ ($-30.1\ ^\circ\text{F}$), el gas pasa a ser un líquido ámbar casi 1.5 veces más pesado que el agua. El símbolo químico del cloro es Cl, con un peso atómico de 35.457 y un peso molecular de 70.914.

Cloro, (demanda de). Es la diferencia entre la cantidad de cloro adicionado al agua y la cantidad de residual de cloro al final del periodo de contacto. La demanda de cualquier agua varía de acuerdo a la cantidad de cloro aplicado, el tiempo de contacto y la temperatura.

Cloro, residual libre disponible. Porción del total de cloro residual en el agua al final del periodo de contacto, el cual reacciona química y biológicamente como ión hipoclorito o ácido hipocloroso.

Coagulación química. La adición de compuestos químicos al agua para alterar el estado físico de los sólidos disueltos, coloidales o suspendidos, a fin de facilitar su remoción por precipitación o filtración (NOM-127-SSA1-1994).

Coagulante. Un compuesto que actúa para estabilizar una suspensión coloidal y causa la formación de flóculos.

Coalescencia. Crecimiento junto, aglomeración de flóculos.

Coloide, coloidal. Estado de partículas en suspensión finamente divididas, de tamaño aproxima-

mado 0.5-500 ηm (5-5000 \AA), en un gas, líquido o sólido.

Compuesto heterocíclico. Compuesto en el cual la estructura del anillo es una combinación de más de un tipo de átomo.

Concentración. La cantidad de una sustancia expresada unitariamente respecto a la mezcla o solución. Los métodos comunes de determinar la concentración son por ciento en masa o en volumen, normalidad, molaridad o masa por unidad de volumen y masa por unidad de masa.

Contingencia. Situación de cambio imprevisto en las características del agua por contaminación externa, que pone en riesgo la salud humana (NOM-179-SSA1-1998).

Control de calidad. La aplicación de un conjunto de métodos y actividades relacionadas con programas de trabajo de los organismos operadores que consisten en inspección continua y permanente de las condiciones sanitarias de los sistemas de abastecimiento, así como la evaluación de la calidad del agua. Lo anterior con el fin de asegurar que se cumpla con las normas establecidas (NOM-179-SSA1-1998).

Desinfección. La destrucción de organismos patógenos por medio de la aplicación de productos químicos o procesos físicos.

Estabilización. Obtención de determinada concentración de sales y pH del agua para evitar la incrustación o corrosión de los materiales con que se fabrican los elementos que la conducen o contienen (NOM-127-SSA1-1994).

Evaporación. La separación del agua de los sólidos disueltos, utilizando calor como agente de separación, condensando finalmente el agua para su aprovechamiento.

Fenol. Sustancia cáustica, venenosa, blanca, cristalina; compuesto derivado del benceno y usado para varias resinas, plásticos, desinfectantes y farmacéuticos: $\text{C}_6\text{H}_5\text{OH}$.

Filtración. Remoción de partículas suspendidas en el agua, haciéndola fluir a través de un medio filtrante de porosidad adecuada (NOM-127-SSA1-1994).

Filtración lenta: Procedimiento con tasas de filtración bajas (aproximadamente 0.1 a 0.25 $\text{m}^3/(\text{m}^2 \text{h})$). El proceso de remoción se realiza tanto por la filtración como por la acción biológica. Se usa solo para agua con turbiedad baja que no requiere tratamiento químico.

Flóculo. Masa pequeña y gelatinosa formada en un líquido por la adición de un coagulante, debido a procesos bioquímicos o por aglomeración.

Floculación. La aglomeración de partículas desestabilizadas en el proceso de coagulación química, a través de medios mecánicos o hidráulicos (NOM-127-SSA1-1994).

Floculación, unidad de. Unidad mecánica para estimular la formación de flóculos compactos de rápida sedimentabilidad.

Intercambio iónico. Proceso de remoción de aniones o cationes específicos disueltos en el agua mediante su reemplazo por aniones o ca-

tiones provenientes de un medio de intercambio, natural o sintético, con el que se pone en contacto (NOM-127-SSA1-1994).

Ion. Átomo cargado o radical. Los iones pueden ser positivos (cationes) o negativos (aniones). Su migración afecta el transporte de electricidad a través de un electrolito.

Iónico. Sistema formado por iones.

Límite permisible. La concentración o contenido máximo o intervalo de valores de un componente que no causará efectos nocivos a la salud del consumidor.

Muestreo. Las actividades desarrolladas para obtener volúmenes de agua en un sitio determinado del sistema de abastecimiento, de tal manera que dichos volúmenes de agua sean representativos, con el propósito de evaluar características físicas, químicas, y/o bacteriológicas (NOM-230-SSA1-2002).

Neutralización. Es la adición de sustancias básicas o ácidas al agua para obtener un pH neutro (NOM-127-SSA1-1994).

Obra de captación. Estructura que sirve para extraer el agua de las fuentes de abastecimiento superficiales o subterráneas (NOM-230-SSA1-2002).

Olor. La propiedad o cualidad de una sustancia que afecta, estimula o se percibe por el sentido del olfato, un olor.

Organismo operador. Instancia responsable de operar, mantener y administrar el sistema de abastecimiento (NOM-230-SSA1-2002).

Ósmosis inversa. Proceso esencialmente físico para remoción de iones y moléculas disueltos en el agua, en el cual, por medio de altas presiones, se fuerza el paso de ella a través de una membrana semipermeable de porosidad específica, reteniéndose en dicha membrana los iones y moléculas de mayor tamaño.

Oxidación. La pérdida de electrones de un elemento, ión o compuesto, por la acción del oxígeno u otro agente oxidante.

Oxígeno (consumo). Medición de la capacidad de consumo de oxígeno de la materia orgánica e inorgánica presente en el agua.

Ozono. Forma alotrópica del oxígeno derivado o formado naturalmente del oxígeno diatómico por descarga eléctrica o exposición a la radiación ultravioleta.

Partículas (suspendidas). Sólidos suspendidos en un líquido o un gas.

pH. El negativo del logaritmo de la concentración del ión hidrógeno. La concentración está dada en gramos de iones de hidrógeno por litro de solución. Por ejemplo, el agua neutra tiene valor 7 de pH y una concentración de iones hidrógeno de 10^{-7} .

Planta potabilizadora. Conjunto de estructuras, instalaciones, procesos y operaciones que sirven para mejorar la calidad del agua, haciéndola apta para uso y consumo humano. En la Norma Oficial Mexicana NOM-230-SSA1-2002 se le incluye como planta de potabilización. En general, se le conoce más comúnmente como planta potabilizadora, término que es utilizado a lo largo del presente trabajo.

Polielectrólito. Polímero sintético que tiene un alto peso molecular. Se usa como coagulante o auxiliar de coagulante en el agua.

Potabilización. Conjunto de operaciones y procesos, físicos y/o químicos, que se aplican al agua en los sistemas de abastecimiento públicos o privados, a fin de hacerla apta para uso y consumo humano (NOM-127-SSA1-1994).

Radical. Conjunto de elementos con carga positiva o negativa que funcionan como un solo ion.

Red de distribución: Conjunto de tuberías que sirve para llevar el agua hasta el usuario (NOM-230-SSA1-2002).

Retrolavado. La operación de limpieza en un filtro a través de un flujo inverso del líquido para desprender la materia previamente capturada en él.

Sedimentación. Proceso físico que consiste en la separación de las partículas suspendidas en el agua por efecto gravitacional (NOM-127-SSA1-1994).

Sistema de abastecimiento: El conjunto intercomunicado o interconectado de fuentes, obras de captación, plantas cloradoras, plantas potabi-

lizadoras, tanques de almacenamiento y regulación, cárcamos de bombeo, líneas de conducción y red de distribución (NOM-230-SSA1-2002).

Tanque de almacenamiento o regulación. Depósito superficial o elevado que sirve para almacenar el agua o regular su distribución (NOM-230-SSA1-2002).

Turbiedad. (1) Una condición del agua causada por la presencia de materia suspendida que da como resultado la dispersión y absorción de luz. (2) Una medida de la materia suspendida en el líquido. (3) Cantidad analítica usualmente reportada en unidades de turbiedad determinada por la difracción de luz.

Verificación sanitaria. Evaluación de las condiciones sanitarias del sistema de abastecimiento y calidad del agua, así como emisión de dictamen y seguimiento de la ejecución de las medidas correctivas, en su caso (NOM-179-SSA1-1998).

Vigilancia de la calidad del agua. Programa de actividades de verificación sanitaria, a fin de comprobar el cumplimiento de los requisitos sanitarios de los sistemas de abastecimiento y de calidad del agua para uso y consumo humano (NOM-179-SSA1-1998).



BIBLIOGRAFÍA

- Acosta, R. S. (2008). *Saneamiento ambiental e higiene de los alimentos*. Córdoba Argentina: Editorial Brujas.
- American Academy of Pediatrics (AAP). (2007). *Red Book. Atlas de enfermedades infecciosas en pediatría*. Buenos Aires: Editorial Médica Panamericana.
- American Water Works Association (AWWA). (2005). *Microfiltration and Ultrafiltration. Manual of Water Supply Practices*. Denver, Estados Unidos: Water Research Foundation.
- American Water Works Association (AWWA). (2002). *Online Monitoring for Drinking Water Utilities*. Water Research Foundation.
- American Water Works Association (AWWA). (2011). *Operational Control of Coagulation and Filtration Processes*. (M37). Manual of Water Supply Practices.
- American Water Works Association (AWWA). (2007). *Reverse Osmosis and Nanofiltration. Manual of Water Supply Practices*. Denver, Estados Unidos: Water Research Foundation.
- American Water Works Association (AWWA) & American Society of Civil Engineers (ASCE). (2012). *Water Treatment Plant Design*. Denver, Colorado: Mc Graw Hill.
- ASTM-D2035-08. (2008). *Standard Practice for Coagulation-Flocculation Jar Test of Water*.
- Binnie, C., Kimber, M. y Smethurs, G. (2002). *Basic Water Treatment*. Cambridge: Thomas Telford.
- Bombas peristálticas, imágenes obtenidas en: <http://www.leer-mas.com/Lallave/news14/info.php> (agosto de 2014).
- Bradby, J. (2006). *Coagulation and Flocculation in Water and Wastewater Treatment*. IWA Publishing.
- Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS). (2004). *Tratamiento de agua para consumo humano. Plantas de filtración rápida. Manual I: Teoría*. Lima, Perú: Organización Panamericana de la Salud. T. 1.
- Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS). (2005). *Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores*. Lima, Perú: Organización Panamericana de la Salud.
- Chaple E. B. (2003). *Enfermedades transmitidas a través de las aguas*. Tribunal Centroamericano del Agua.
- Conagua. (2007). *Selección e instalación de equipos de macromedición*. Manual de diseño de agua potable y saneamiento. México, D. F.: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Conagua. (2013). *Situación del subsector agua potable, alcantarillado y saneamiento*. México D. F.: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

- Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos. Artículo 115.
- CRANE. *Flujo de fluidos en válvulas, accesorios y tuberías*. Preparado por la división de ingeniería de CRANE. México: McGraw Hill.
- Dharmarajah, A. H. y Cleasby, J. L. (1986). *Predicting the Expansion Behavior of Filter Media*. Journal AWWA, vol 78(12), Dic. 1986.
- Degrémont. (2007). *Water Treatment Handbook*. Francia: Lavoisier.
- Di Bernardo, L. *A Rational method to the design of declining-rate filters*. Sao Paulo, Brasil: Department of Hydraulics and Sanitation. School of Engineering of Sao Carlos. University of Sao Paulo, Brazil.
- Di Bernardo, L., y Cánepa, L. (1992). *Criterios de diseño para filtros. Tratamiento filtración rápida. Manual V: Criterios de Diseño*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS). T. III.
- Down, Randy. (2005). *Environmental Instrumentation and Analysis Handbook*. Wiley Interscience.
- Environmental Protection Agency. (2000). *Biosolids Technology Fact Sheet*. Washington, DC.: Office of Water.
- Fair G. M. y Geyer C.J. (2001). *Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuales*. México: Editorial Limusa.
- Gray, N. F. (2008). *Drinking Water Quality: Problems and Solutions*. Nueva York: Cambridge University Press.
- Grundfos. Gráfica de selección de bombas.
- Haarhoff, J. y Maritz, E. (1995). *Rational Design of Packed Saturators*. Water Science and Technology, 31, 179-190.
- Hammer, M. J. y Hammer, M. J. M. (2001). *Water and Wastewater Technology*. Nueva Jersey: Prentice Hall.
- Jiménez, B. E. (1995). Filtración de agua. *Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM* 572. Octubre de 1995. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Jiménez, B. E. (2005). *La contaminación ambiental en México. Causas, efectos y tecnología apropiada*. México: Editorial Limusa.
- Karassik, Igor J. (1985). Bombas centrífugas y factores hidráulicos del sistema, en *Bombas, selección, uso y mantenimiento*. Kenneth J. McNaughton y el cuerpo de redactores de Chemical Engineering. McGraw Hill.
- Libro Digital del Agua (LDA). (2014). *Sistema integrado de información del agua*. España: Ministerio de agricultura, alimentación y medio ambiente. Gobierno de España. <http://servicios2.marm.es/sia/visualizacion/Lda/>
- Manahan, S. (2007). *Introducción a la química ambiental*. Editorial Neverté.
- Martínez Hernandez, J. (2013). *Nociones de salud pública*. Madrid: Ediciones Diaz de Santos.
- Mazari. (2002). *Calidad del agua para uso y consumo humano en la ciudad de México*. XXVIII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental.
- Modificación a la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994, Salud Ambiental. Agua para uso y consumo humano. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización, (publicada en el Diario Oficial de la Federación en noviembre de 2000). (En todos los casos en los que se menciona la NOM-127-SSA1-1994 se estará haciendo referencia a la MODIFICACIÓN a la NOM-127-SSA1-1994).
- MWH. (2012). *Water Treatment Principles and Design*. John Wiley & Sons, Inc.

- NOM-179-SSA1-1998, Vigilancia y evaluación del control de calidad del agua para uso y consumo humano, distribuida por sistemas de abastecimiento público.
- NOM-230-SSA1-2002, Procedimientos sanitarios para el muestreo de agua para uso y consumo humano en sistemas de abastecimiento de agua públicos y privados.
- Norman, N. Li, Anthony, G., Fane, W. S., Winston, Ho y Takeshi Matsuura. (2011). *Advanced Membrane Technology and Applications*. Editorial Wiley.
- OMS (2003). *Chromium in Drinking-water*. Documento de referencia para la elaboración de las Guías de la OMS para la calidad del agua potable. Ginebra, Suiza: Organización Mundial de la Salud (WHO/SDE/WSH/03.04/4).
- OMS (2003). *Heptachlor and Heptachlor Epoxide in Drinking-water*. Documento de referencia para la elaboración de las Guías de la OMS para la calidad del agua potable. Ginebra, Suiza: Organización Mundial de la Salud (WHO/SDE/WSH/03.04/99).
- OMS. (2003). *Iodine in Drinking-water*. Documento de referencia para la elaboración de las Guías de la OMS para la calidad del agua potable. Ginebra, Suiza: Organización Mundial de la Salud (WHO/SDE/WSH/03.04/46).
- OMS. (2005). *Manual de bioseguridad en el laboratorio*. Organización Mundial de la Salud.
- OMS. (2003). *pH in Drinking-water*. Documento de referencia para la elaboración de las Guías de la OMS para la calidad del agua potable. Ginebra, Suiza: Organización Mundial de la Salud.
- OMS. (2003). *Sulfate in Drinking-water*. Documento de referencia para la elaboración de las Guías de la OMS para la calidad del agua potable. Ginebra, Suiza: Organización Mundial de la Salud.
- OMS. (2003). *Zinc in Drinking-water*. Documento de referencia para la elaboración de las Guías de la OMS para la calidad del agua potable. Ginebra, Suiza: Organización Mundial de la Salud.
- Peinemann, K. V. y Pereira, S. N. (2010). *Membrane Technology: Volume 4: Membranes for Water Treatment*. Editorial Wiley.
- Pérez, J., Richter, C. y Cánepa, L. (1992). *Criterios de diseño para la dosificación y mezcla rápida. Tratamiento filtración rápida. Manual V: Criterios de Diseño*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS). T. 1
- Razowska-Jaworek, L. (2014). *Calcium and Magnesium in Groundwater: Occurrence and Significance for Human*. Chennai, India: Taylor and Francis Group.
- Richter, C. (1986). *Decantación*. Curitiba, Brasil: SANEPAR.
- Richter, C. (1984). *Dispositivos de entrada y salida para decantadores*. Curitiba, Brasil: SANEPAR.
- Richter, C. y Cánepa, L. (1992). *Criterios de diseño para floculadores y decantadores. Tratamiento filtración rápida. Manual V: Criterios de diseño*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS). Tomo II.
- Richter, C. y Cánepa, L. (1992). *Manual III: Teoría, tomo II: Sedimentación*. Programa Regional HPE/OPS/CEPIS de mejoramiento de la calidad del agua para consumo humano.
- Richter, C. y Cánepa, L. (1992). *Manual III: Teoría, tomo III: Filtración*. Programa Regional HPE/OPS/CEPIS de mejoramiento de la calidad del agua para consumo humano.

- Rodríguez, F. (2003). *Procesos de potabilización del agua e influencia del tratamiento de ozonización*. Madrid: Ediciones Días de Santos.
- Romero, J. A. (2006). *Purificación del agua*. Bogotá, Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Romero, T., Cortinas de Nava, C. y Gutiérrez, V. (2009). *Diagnóstico nacional sobre la situación de los contaminantes orgánicos persistentes en México*. México D. F.: Instituto Nacional de Ecología.
- Sandoval Yoval, L., Piña Soberanis, M., Mote Llano Palacios, L., Sánchez Guzmán, L., Bedolla Vázquez, L., Santana Ramírez, M. y Marcelo Arroyo, O. (1998). *Reducción de volumen y recuperación de coagulante de los lodos provenientes de la potabilización*.
- SARH. *Manual de diseño de plantas potabilizadoras tipo de tecnología simplificada*.
- Skrentner, R. (1990). *Instrumentation. Handbook for Water & Wastewater Treatment Plants*. Michigan: Lewis Publishers.
- Smethurst, G. (2002). *Basic Water Treatment*. Thomas Telford.
- Tchobanoglous, G., Burton, F. L., Metcalf & Eddy, Stensel, H. D. (2004). *Wastewater Engineering Treatment and Reuse*. Nueva York: McGraw Hill.
- Tchobanoglous, G., Trussell, R., Hand, D., Crittenden, J. y Howe, K. (2012). *Principles of Water Treatment*. Editorial Wiley. Disponible en web.b.ebscohost.com
- Válvulas de diafragma, imágenes obtenidas en: http://www.fing.edu.uy/imfia/sites/default/files/6-por_ciento20volumetricas.pdf, <http://www.axflow.com/> (agosto de 2014)
- Ximenez, C., Morán, P., Rojas, L., Valadez, A. y Gómez, A. (2009). *Reassessment of the Epidemiology of Amebiasis: State of the Art*. *Infect Genet Evol* 9:1023-1032.
- Wallace y Tiernan. Tabla de selección de inyector CN 5.165 UA y gráfica de requerimientos hidráulicos en inyector CN 5.172.
- Zeta-meter. Nota técnica: Zeta-Potential: A Complete Course in 5 Minutes. Obtenido en: <http://www.zeta-meter.com/5min.pdf> (2005)

TABLA DE CONVERSIONES DE UNIDADES DE MEDIDA

Sigla	Significado	Sigla	Significado
mg	miligramo	kg/m ³	kilogramo por metro cúbico
g	gramo	l/s	litros por segundo
kg	kilogramo	m ³ /d	metros cúbicos por día
mm	milímetro	Sm ³ /h	condiciones estándar de metro cúbico por hora
cm	centímetro	Scfm	condiciones estándar de pies cúbicos por minuto
m	metro	°C	grados Celsius
ml	mililitro	psia	libra-fuerza por pulgada cuadrada absoluta
l	litro	cm/s	centímetro por segundo
m ³	metro cúbico	m/s	metro por segundo
s	segundo	HP	caballo de fuerza (medida de energía)
h	hora	kW	kilowatt
d	día	UNT	unidades nefelométricas de turbiedad
mg/l	miligramo por litro		

Longitud

Sistema métrico	Sistema Inglés	Siglas
1 milímetro (mm)	0.03	in
1 centímetro (cm) = 10 mm	0.39	in
1 metro (m) = 100 cm	1.09	yd
1 kilómetro (km) = 1 000 m	0.62	mi
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 pulgada (in)	2.54	cm
1 pie (ft) = 12 pulgadas	0.30	m
1 yarda (yd) = 3 pies	0.91	m
1 milla (mi) = 1 760 yardas	1.60	km
1 milla náutica (nmi) = 2 025.4 yardas	1.85	km

Superficie

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm ² = 100 mm ²	0.15	in ²
1 m ² = 10 000 cm ²	1.19	yd ²
1 hectárea (ha) = 10 000 m ²	2.47	acres
1 km ² = 100 ha	0.38	mi ²
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 in ²	6.45	cm ²
1 ft ² = 144 in ²	0.09	m ²
1 yd ² = 9 ft ²	0.83	m ²
1 acre = 4 840 yd ²	4 046.90	m ²
1 milla ² = 640 acres	2.59	km ²

Volumen/capacidad

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm ³	0.06	in ³
1 dm ³ = 1 000 cm ³	0.03	ft ³
1 m ³ = 1 000 dm ³	1.30	yd ³
1 litro (L) = 1 dm ³	1.76	pintas
1 hectolitro (hL) = 100 L	21.99	galones
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 in ³	16.38	cm ³
1 ft ³ = 1 728 in ³	0.02	m ³
1 onza fluida EUA = 1.0408 onzas fluidas RU	29.57	mL
1 pinta (16 onzas fluidas) = 0.8327 pintas RU	0.47	L
1 galón EUA = 0.8327 galones RU	3.78	L

Masa/peso

Sistema métrico	Sistema inglés	
1 miligramo (mg)	0.0154	grano
1 gramo (g) = 1 000 mg	0.0353	onza
1 kilogramo (kg) = 1 000 g	2.2046	libras
1 tonelada (t) = 1000 kg	0.9842	toneladas larga
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 onza (oz) = 437.5 granos	28.35	g
1 libra (lb) = 16 oz	0.4536	kg
1 stone = 14 lb	6.3503	kg
1 hundredweight (cwt) = 112 lb	50.802	kg
1 tonelada larga = 20 cwt	1.016	t

Temperatura

$$^{\circ}C = \frac{5}{9}(^{\circ}F - 32)$$

$$^{\circ}F = \frac{9}{5}(^{\circ}C) + 32$$

Otros sistemas de unidades		Multiplicado por	Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Unidad	Símbolo	Factor de conversión	Se convierte a	
Longitud				
Pie	pie, ft.,'	0.30	metro	m
Pulgada	plg, in,"	25.40	milímetro	mm
Presión/esfuerzo				
Kilogramo fuerza/cm ²	kg _f /cm ²	98 066.50	pascal	Pa
Libra/pulgada ²	lb/ plg ² , PSI	6 894.76	pascal	Pa
atmósfera técnica	at	98 066.50	pascal	Pa
metro de agua	m H ₂ O (mca)	9 806.65	pascal	Pa
mm de mercurio	mm Hg	133.32	pascal	Pa
bar	bar	100 000.00	pascal	Pa
Fuerza/ peso				
kilogramo fuerza	kg _f	9.80	newton	N
Masa				
libra	lb	0.45	kilogramo	kg
onza	oz	28.30	gramo	g
Peso volumétrico				
kilogramo fuerza/m ³	kg _f /m ³	9.80	N/m ³	N/m ³
libra /ft ³	lb/ft ³	157.08	N/m ³	N/m ³
Potencia				
caballo de potencia	CP, HP	745.69	watt	W
caballo de vapor	CV	735.00	watt	W
Viscosidad dinámica				
poise	μ	0.01	pascal segundo	Pa s
Viscosidad cinemática				
viscosidad cinemática	v	1	stoke	m ² /s (St)
Energía/ Cantidad de calor				
caloría	cal	4.18	joule	J
unidad térmica británica	BTU	1 055.06	joule	J
Temperatura				
grado Celsius	°C	tk=tc + 273.15	grado Kelvin	K

Nota: El valor de la aceleración de la gravedad aceptado internacionalmente es de 9.80665 m/s²

Longitud								
de / a	mm	cm	m	km	mi	milla náutica (nmi)	ft	in
mm	1.000	0.100	0.001					
cm	10000	1.000	0.010				0.033	0.394
m	1 000.000	100.000	1.000	0.001			3.281	39.370
km			0.001	1.000	0.621	0.540	3 280.83	0.039
mi			1 609.347	1.609	1.000	0.869	5 280.000	
nmi			1 852.000	1.852	1.151	1.000	6 076.115	
ft		30.480	0.305				1.000	12.000
in	25.400	2.540	0.025				0.083	1.000

Superficie								
de / a	cm ²	m ²	km ²	ha	mi ²	acre	ft ²	in ²
cm ²	1.00						0.001	0.155
m ²	10 000.00	1.00					10.764	1 550.003
km ²			1.000	100.000	0.386	247.097		
ha		10 000.00	0.010	1.000	0.004	2.471		
mi ²			2.590	259.000	1.000	640.000		
acre		4 047.00	0.004	0.405	0.002	1.000		
ft ²	929.03	0.09					1.000	0.007
in ²	6.45						144.000	1.000

Volumen								
de / a	cm ³	m ³	L	ft ³	gal. EUA	acre-ft	in ³	yd ³
cm ³	1.000		0.001				0.061	
m ³		1.000	1 000.000	35.314	264.200			1.307
L	1 000.000	0.001	1.000	0.035	0.264		61.023	
ft ³		0.028	28.317	1.000	7.481			0.037
gal. EUA		0.004	3.785	0.134	1.000		230.974	
acre-ft		1 233.490				1.000		
in ³	16.387		0.016		0.004		1.000	
Yd ³		0.765		27.000				1.000

Gasto								
de / a	l/s	cm ³ /s	gal/día	gal/min	l/min	m ³ /día	m ³ /h	ft ³ /s
l/s	1.000	1 000.000		15.851	60.000	86.400	3.600	0.035
cm ³ /s	0.001	1.000	22.825	0.016	0.060	0.083		
gal/día		0.044	1.000			0.004		
gal/min	0.063	63.089	1 440.000	1.000	0.000	5.451	0.227	0.002
l/min	0.017	16.667	0.000	0.264	1.000	1.440	0.060	
m ³ /día	0.012	11.570	264.550	0.183	0.694	1.000	0.042	
m ³ /h	0.278		6 340.152	4.403	16.667	24.000	1.000	0.010
ft ³ /s	28.316			448.831	1 698.960	2 446.590	101.941	1.000

Eficiencia de pozo			
de	a	gal/min/pie	l/s/m
gal/min/pie		1.000	0.206
l/s/m		4.840	1.000

Permeabilidad							
de	a	cm/s	gal/día/Pie ²	millones gal/día/acre	m/día	pie/s	Darcy
cm/s		1.000	21 204.78		864.000	0.033	
gal/día/pie ²			1.000		0.041		0.055
millón gal/día/acre				1.000	0.935		
m/día		0.001	24.543	1.069	1.000		1.351
pie/s		30.480			26 334.72	1.000	
Darcy			18.200		0.740		1.000

Peso									
de	a	grano	gramo	kilogramo	libra	onza	tonelada corta	tonelada larga	tonelada métrica
Grano (gr)		1.000	0.065						
Gramo (g)		15.432	1.000	0.001	0.002				
Kilogramo (kg)			1 000.000	1.000	2.205	35.273			0.001
Libra (lb)			453.592	0.454	1.000	16.000			
Onza (oz)		437.500	28.350			1.000			
t corta				907.180	2 000.000		1.000		0.907
t larga				1 016.000	2 240.000		1.119	1.000	1.016
t métrica				1 000.000	2 205.000		1.101	0.986	1.000

Potencia									
de	a	CV	HP	kW	W	ft lb/s	kg m/s	BTU/s	kcal/s
CV		1.000	0.986	0.736	735.500	542.500	75.000	0.697	0.176
HP		1.014	1.000	0.746	745.700	550.000	76.040	0.706	0.178
kW		1.360	1.341	1.000	1 000.000	737.600	101.980	0.948	0.239
W				0.001	1.000	0.738	0.102		
ft lb/s					1.356	1.000	0.138	0.001	
kg m/s		0.013	0.013	0.009	9.806	7.233	1.000	0.009	0.002
BTU/s		1.434	1.415	1.055	1 055.000	778.100	107.580	1.000	0.252
kcal/s		5.692	5.614	4.186	4 186.000	3 088.000	426.900	3.968	1.000

Presión								
de	a	atmósfera	Kg/cm ²	lb/in ²	mm de Hg	in de Hg	m de H ₂ O	ft de H ₂ O
atmósfera		1.000	1.033	14.696	760.000	29.921	10.330	33.899
kg/cm ²		0.968	1.000	14.220	735.560	28.970	10.000	32.810
lb/in ²		0.068	0.070	1.000	51.816	2.036	0.710	2.307
mm de Hg		0.001	0.001	0.019	1.000	0.039	0.013	0.044
in de Hg		0.033	0.035	0.491	25.400	1.000	0.345	1.133
m de agua		0.096	0.100	1.422	73.560	2.896	1.000	3.281
ft de agua		0.029	0.030	0.433	22.430	0.883	0.304	1.000

Energía									
de	a	CV hora	HP hora	kW hora	J	ft.lb	kgm	BTU	kcal
CV hora		1.000	0.986	0.736				2 510.000	632.500
HP hora		1.014	1.000	0.746				2 545.000	641.200
kW hora		1.360	1.341	1.000				3 413.000	860.000
J					1.000	0.738	0.102		
ft.lb					1.356	1.000	0.138		
kgm					9.806	7.233	1.000		
BTU					1 054.900	778.100	107.580	1.000	0.252
kcal					4 186.000	3 087.000	426.900	426.900	1.000

Transmisividad				
de	a	cm ² /s	gal/día/pie	m ² /día
cm ² /s		1.000	695.694	8.640
gal/día/ft		0.001	1.000	0.012
m ² /día		0.116	80.520	1.000

Conversión de pies y pulgadas, a metros												
ft, in/m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	0.000	0.025	0.051	0.076	0.102	0.127	0.152	0.178	0.203	0.229	0.254	0.279
1	0.305	0.330	0.356	0.381	0.406	0.432	0.457	0.483	0.508	0.533	0.559	0.584
2	0.610	0.635	0.660	0.686	0.711	0.737	0.762	0.787	0.813	0.838	0.864	0.889
3	0.914	0.940	0.965	0.991	1.016	1.041	1.067	1.092	1.176	1.143	1.168	1.194
4	1.219	1.245	1.270	1.295	1.321	1.346	1.372	1.397	1.422	1.448	1.473	1.499
5	1.524	1.549	1.575	1.600	1.626	1.651	1.676	1.702	1.727	1.753	1.778	1.803
6	1.829	1.854	1.880	1.905	1.930	1.956	1.981	2.007	2.032	2.057	2.083	2.108
7	2.134	2.159	2.184	2.210	2.235	2.261	2.286	2.311	2.337	2.362	2.388	2.413
8	2.438	2.464	2.489	2.515	2.540	2.565	2.591	2.616	2.642	2.667	2.692	2.718
9	2.743	2.769	2.794	2.819	2.845	2.870	2.896	2.921	2.946	2.972	2.997	3.023
10	3.048	3.073	3.099	3.124	3.150	3.175	3.200	3.226	3.251	3.277	3.302	3.327
11	3.353	3.378	3.404	3.429	3.454	3.480	3.505	3.531	3.556	3.581	3.607	3.632
12	3.658	3.683	3.708	3.734	3.759	3.785	3.810	3.835	3.861	3.886	3.912	3.937
13	3.962	3.988	4.013	4.039	4.064	4.089	4.115	4.140	4.166	4.191	4.216	4.242
14	4.267	4.293	4.318	4.343	4.369	4.394	4.420	4.445	4.470	4.496	4.521	4.547
15	4.572	4.597	4.623	4.648	4.674	4.699	4.724	4.750	4.775	4.801	4.826	4.851
16	4.877	4.902	4.928	4.953	4.978	5.004	5.029	5.055	5.080	5.105	5.131	5.156
17	5.182	5.207	5.232	5.258	5.283	5.309	5.334	5.359	5.385	5.410	5.436	5.461
18	5.486	5.512	5.537	5.563	5.588	5.613	5.639	5.664	5.690	5.715	5.740	5.766
19	5.791	5.817	5.842	5.867	5.893	5.918	5.944	5.969	5.994	6.020	6.045	6.071
20	6.096	6.121	6.147	6.172	6.198	6.223	6.248	6.274	6.299	6.325	6.350	6.375
21	6.401	6.426	6.452	6.477	6.502	6.528	6.553	6.579	6.604	6.629	6.655	6.680
22	6.706	6.731	6.756	6.782	6.807	6.833	6.858	6.883	6.909	6.934	6.960	6.985
23	7.010	7.036	7.061	7.087	7.112	7.137	7.163	7.188	7.214	7.239	7.264	7.290
24	7.315	7.341	7.366	7.391	7.417	7.442	7.468	7.493	7.518	7.544	7.569	7.595
25	7.620	7.645	7.671	7.696	7.722	7.747	7.772	7.798	7.823	7.849	7.874	7.899
26	7.925	7.950	7.976	8.001	8.026	8.052	8.077	8.103	8.128	8.153	8.179	8.204
27	8.230	8.255	8.280	8.306	8.331	8.357	8.382	8.407	8.433	8.458	8.484	8.509
28	8.534	8.560	8.585	8.611	8.636	8.661	8.687	8.712	8.738	8.763	8.788	8.814
29	8.839	8.865	8.890	8.915	8.941	8.966	8.992	9.017	9.042	9.068	9.093	9.119
30	9.144	9.169	9.195	9.220	9.246	9.271	9.296	9.322	9.347	9.373	9.398	9.423
31	9.449	9.474	9.500	9.525	9.550	9.576	9.601	9.627	9.652	9.677	9.703	9.728
32	9.754	9.779	9.804	9.830	9.855	9.881	9.906	9.931	9.957	9.982	10.008	10.033
33	10.058	10.084	10.109	10.135	10.160	10.185	10.211	10.236	10.262	10.287	10.312	10.338
34	10.363	10.389	10.414	10.439	10.465	10.490	10.516	10.541	10.566	10.592	10.617	10.643
35	10.668	10.693	10.719	10.744	10.770	10.795	10.820	10.846	10.871	10.897	10.922	10.947

La segunda columna es la conversión de pies a metros; las siguientes columnas son la conversión de pulgadas a metros que se suman a la anterior conversión.

Tabla de conversión de pulgadas a milímetros								
Pulgadas	0	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8
0	0	3.175	6.35	9.525	12.7	15.875	19.05	22.225
1	25.4	28.575	31.75	34.925	38.1	41.275	44.45	47.625
2	50.8	53.975	57.15	60.325	63.5	66.675	69.85	73.025
3	76.2	79.375	82.55	85.725	88.9	92.075	95.25	98.425
4	101.6	104.775	107.95	111.125	114.3	117.475	120.65	123.825
5	127.0	130.175	133.35	136.525	139.7	142.875	146.05	149.225
6	152.4	155.575	158.75	161.925	165.1	168.275	171.45	174.625
7	177.8	180.975	184.15	187.325	190.5	193.675	196.85	200.025
8	203.2	206.375	209.55	212.725	215.9	219.075	222.25	225.425
9	228.6	231.775	234.95	238.125	241.3	244.475	247.65	250.825
10	254.0	257.175	260.35	263.525	266.7	269.875	273.05	276.225
11	279.4	282.575	285.75	288.925	292.1	295.275	298.45	301.625
12	304.8	307.975	311.15	314.325	317.5	320.675	323.85	327.025
13	330.2	333.375	336.55	339.725	342.9	346.075	349.25	352.425
14	355.6	358.775	361.95	365.125	368.3	371.475	374.65	377.825
15	381.0	384.175	387.35	390.525	393.7	396.875	400.05	403.225
16	406.4	409.575	412.75	415.925	419.1	422.275	425.45	428.625
17	431.8	434.975	438.15	441.325	444.5	447.675	450.85	454.025
18	457.2	460.375	463.55	466.725	469.9	473.075	476.25	479.425
19	482.6	485.775	488.95	492.125	495.3	498.475	501.65	504.825
20	508.0	511.175	514.35	517.525	520.7	523.875	527.05	530.225
21	533.4	536.575	539.75	542.925	546.1	549.275	552.45	555.625
22	558.8	561.975	565.15	568.325	571.5	574.675	577.85	581.025
23	584.2	587.375	590.55	593.725	596.9	600.075	603.25	606.425
24	609.6	612.775	615.95	619.125	622.3	625.475	628.65	631.825
25	635.0	638.175	641.35	644.525	647.7	650.875	654.05	657.225
26	660.4	663.575	666.75	669.925	673.1	676.275	679.45	682.625
27	685.8	688.975	692.15	695.325	698.5	701.675	704.85	708.025
28	711.2	714.375	717.55	720.725	723.9	727.075	730.25	733.425
29	736.6	739.775	742.95	746.125	749.3	752.475	755.65	758.825
30	762.0	765.175	768.35	771.525	774.7	777.875	781.05	784.225

Fórmulas generales para la conversión de los diferentes sistemas

Centígrados a Fahrenheit	$^{\circ}\text{F}=9/5^{\circ}\text{C}+32$
Fahrenheit a Centígrados	$^{\circ}\text{C}=5/9 (^{\circ}\text{F}-32)$
Réaumur a Centígrados	$^{\circ}\text{C}=5/4 ^{\circ}\text{R}$
Fahrenheit a Réaumur	$^{\circ}\text{R}=4/9 (^{\circ}\text{F}-32)$
Réaumur a Fahrenheit	$^{\circ}\text{F}=(9/4^{\circ}\text{R})+32$
Celsius a Kelvin	$^{\circ}\text{K}=273.15+^{\circ}\text{C}$
Fahrenheit a Rankine	$^{\circ}\text{Ra}=459.67+^{\circ}\text{F}$
Rankine a Kelvin	$^{\circ}\text{K}=5/9^{\circ}\text{Ra}$

Factores químicos de conversión					
	A	B	C	D	E
Constituyentes	eppm a ppm	ppm a epm	eppm a gpg	gpg a epm	ppm a ppm CaCO ₃
calcio Ca ⁺²	20.04	0.04991	1.1719	0.8533	2.4970
hierro Fe ⁺²	27.92	0.03582	1.6327	0.6125	1.7923
magnesio Mg ⁺²	12.16	0.08224	0.7111	1.4063	4.1151
potasio K ⁺¹	39.10	0.02558	2.2865	0.4373	1.2798
sodio Na ⁺¹	23.00	0.04348	1.3450	0.7435	2.1756
bicarbonato (HCO ₃) ⁻¹	61.01	0.01639	3.5678	0.2803	0.8202
carbonato (CO ₃) ⁻²	30.00	0.03333	1.7544	0.5700	1.6680
cloro (Cl) ⁻¹	35.46	0.02820	2.0737	0.4822	1.4112
hidróxido (OH) ⁻¹	17.07	0.05879	0.9947	1.0053	2.9263
nitrate (NO ₃) ⁻¹	62.01	0.01613	3.6263	0.2758	0.8070
fosfato (PO ₄) ⁻³	31.67	0.03158	1.8520	0.5400	1.5800
sulfato (SO ₄) ⁻²	48.04	0.02082	2.8094	0.3559	1.0416
bicarbonato de calcio Ca(HCO ₃) ₂	805.00	0.01234	4.7398	0.2120	0.6174
carbonato de calcio (CaCO ₃)	50.04	0.01998	2.9263	0.3417	1.0000
cloruro de calcio (CaCl ₂)	55.50	0.01802	3.2456	0.3081	0.9016
hidróxido de calcio Ca(OH) ₂	37.05	0.02699	2.1667	0.4615	1.3506
sulfato de calcio (CaSO ₄)	68.07	0.01469	3.9807	0.2512	0.7351
bicarbonato férrico Fe(HCO ₃) ₃	88.93	0.01124	5.2006	0.1923	0.5627
carbonato férrico Fe ₂ (CO ₃) ₃	57.92	0.01727	3.3871	0.2951	0.8640
sulfato férrico Fe ₂ (CO ₄) ₃	75.96	0.01316	4.4421	0.2251	0.6588
bicarbonato magnésico Mg(HCO ₃) ₂	73.17	0.01367	4.2789	0.2337	0.6839
carbonato magnésico (MgCO ₃)	42.16	1.02372	2.4655	0.4056	1.1869
cloruro de magnesio (MgCl ₂)	47.62	0.02100	2.7848	0.3591	1.0508
hidróxido de magnesio Mg(OH) ₂	29.17	0.03428	1.7058	0.5862	1.7155
sulfato de magnesio (MgSO ₄)	60.20	0.01661	3.5202	0.2841	0.6312

eppm = equivalentes por millón

ppm = partes por millón

gpg = granos por galón

p.p.m. CaCO₃ = partes por millón de carbonato de calcio



ILUSTRACIONES

Ilustración 2.1 Tipos de acuíferos (LDA, 2014)	11
Ilustración 5.1 Tren de tratamiento de agua superficial mediante tratamiento convencional (MWH, 2012)	61
Ilustración 5.2 Tren de tratamiento de agua superficial mediante filtración directa/en línea (MWH, 2012)	61
Ilustración 5.3 Tren de tratamiento típico de agua superficial mediante filtración con membrana (MWH, 2012)	62
Ilustración 5.4 Tren de tratamiento típico de agua superficial mediante ósmosis inversa (MWH, 2012)	62
Ilustración 5.5 Tren de tratamiento típico para remoción de dureza de agua subterránea mediante el proceso cal-carbonato (MWH, 2012)	63
Ilustración 5.6 Tren de tratamiento típico para remoción de dureza de agua subterránea mediante nanofiltración (MWH, 2012)	64
Ilustración 5.7 Tren de tratamiento típico para remoción de gases indeseados de agua subterránea (MWH, 2012)	64
Ilustración 5.8 Tren de tratamiento típico para remoción de hierro y manganeso de agua subterránea (MWH, 2012)	65
Ilustración 6.1 Tipos de agitadores (Romero, 2006)	84
Ilustración 6.2 Tanque de sedimentación conceptual	88
Ilustración 6.3 Diagrama de un sedimentador rectangular con flujo horizontal	90
Ilustración 6.4 Clarificador circular (MHW, 2012)	91
Ilustración 6.5 Configuraciones típicas de módulos de alta tasa	92
Ilustración 6.6 Unidad de manto de lodos pulsante, primer y segundo tiempo (CEPIS, 2004)	93
Ilustración 6.7 Esquema de un clarifloculador	93
Ilustración 6.8 Representación esquemática de un filtro rápido de medio dual típico (MWH, 2012)	95
Ilustración 6.9 Operación de un filtro rápido a) turbiedad del efluente en función del tiempo b) pérdida de carga en función del tiempo	96
Ilustración 6.10 Lecho de arena de un filtro en retrolavado y canaleta	106
Ilustración 6.11 Bajo fondo a) tipo Leopold [®] , b) Johnson Screens c) Tetra [®] (Infilco Degremont)	111
Ilustración 6.12 Falso fondo formado a base de losas prefabricadas con boquillas ranuradas de plástico	111
Ilustración 6.13 Punto de quiebre	122
Ilustración 6.14 Dispositivo de luz colimada (MHW, 2012)	127
Ilustración 6.15 Mecanismos de interferencia de las partículas a) vista general b) mecanismos (MWH, 2012)	128

Ilustración 6.16 Configuraciones comunes de sistemas UV a) sistema cerrado de media presión b) lámparas de baja presión y alta intensidad dispuestas paralelas al flujo c) lámparas de media presión dispuestas de manera perpendicular a la dirección del flujo en un reactor cerrado d) sistema abierto de baja presión	131
Ilustración 6.17 Potencial de remoción de varios tipos de membrana (AWWA, 2007)	135
Ilustración 6.18 Típico sistema de membrana de nanofiltración u ósmosis inversa (AWWA, 2007)	139
Ilustración 6.19 Membrana de OI de espiral enrollable	141
Ilustración 6.20 Diagrama del proceso de electrodiálisis (Manahan, 2007)	142
Ilustración 6.21 Diagrama de flujo de una planta de ablandamiento en dos etapas (Hammer, 2001)	146
Ilustración 6.22 Diagrama de flujo de una planta de ablandamiento con carbonato de calcio en una etapa (Hammer 2001)	147
Ilustración 6.23 Diagrama de flujo de una planta de ablandamiento en dos etapas con división de flujo (Hammer 2001)	148
Ilustración 6.24 Opciones básicas de localización de contactores de GAC (AWWA, 2012)	153
Ilustración 6.25 Protección catódica en un tanque elevado (Hammer, 2001)	158
Ilustración 7.1 Dosificador y analizador de cloro, adaptación hecha a partir de Hammer (2001)	162
Ilustración 7.2 Válvula alveolar	165
Ilustración 7.3 Tornillo giratorio	166
Ilustración 7.4 Dosificador de banda transportadora	166
Ilustración 7.5 Dosificador de diafragma	167
Ilustración 7.6 Esquema de funcionamiento de la bomba peristáltica	167
Ilustración 7.7 Diagrama de flujo de un clorador típico (Hammer, 2001)	169
Ilustración 7.8 Secciones de un vertedor rectangular a) sin contracción lateral b) con contracción lateral (canales Parshall)	173
Ilustración 7.9 Canal Parshall, planta y perfil	173
Ilustración 8.1 Vista transversal de un espesador por gravedad circular típico	184
Ilustración 8.2 Monómeros y polímeros típicos para el acondicionamiento de lodo	186
Ilustración 9.1 Perfil del filtro con velocidades de entrada y salida indicadas. Columna de datos y columna de resultados	204
Ilustración 9.2 Distintos colores en la hoja de cálculo según su uso y celdas con comentarios	205
Ilustración 9.3 Visualización de la hoja de cálculo para los filtros	207
Ilustración 9.4 Visualización de la hoja de cálculo para la expansión de lecho filtrante	208
Ilustración 9.5 Visualización de la hoja cálculo de pérdidas durante el lavado de lecho filtrante	209
Ilustración 9.6 Perfil del filtro con velocidades de entrada y salida indicadas	210
Ilustración 9.7 Dimensiones de la canaleta de recolección de agua de lavado	210
Ilustración 9.8 Visualización de la hoja cálculo de pérdidas durante el lavado de lecho filtrante	211
Ilustración 9.9 Perfil de canaletas y lecho filtrante	212
Ilustración 9.10 Visualización del cálculo de la relación entre la tasa de filtración máxima y la tasa promedio	213
Ilustración 9.11 Detalle de las placas paralelas	214
Ilustración 9.12 Visualización del cálculo de un sedimentador de placas paralelas	214



TABLAS

Tabla 1.1 Agua suministrada y desinfectada para consumo humano 1991 a 2012, Conagua (2013)	2
Tabla 1.2 Plantas potabilizadoras por estado y por proceso al 31 de diciembre de 2012 primera parte, Conagua (2013)	3
Tabla 1.3 Plantas potabilizadoras por estado y por proceso al 31 de diciembre de 2012 segunda parte, Conagua (2013)	4
Tabla 2.1 Enfermedades relacionadas con el agua (Acosta, 2008 y Chaple, 2003)	8
Tabla 2.2 Principales diferencias entre las aguas superficiales y las aguas subterráneas, Degremont (2007)	12
Tabla 3.1 Límites permisibles de características microbiológicas	15
Tabla 3.2 Límites permisibles de características físicas y organolépticas	15
Tabla 3.3 Límites permisibles de características químicas	16
Tabla 3.4 Cumplimiento gradual para el As	17
Tabla 3.5 Límites permisibles de características radiactivas	17
Tabla 3.6 Tratamientos para la potabilización del agua según los contaminantes de acuerdo con la Modificación a la NOM-127-SSA1-1994	17
Tabla 3.7 Programa de análisis de calidad de agua según la NOM 179-SSA1-1998	18
Tabla 3.8 Programa de análisis de calidad de agua según la NOM 179-SSA1-1998	18
Tabla 3.9 Programa de análisis de calidad de agua según la NOM 179-SSA1-1998	19
Tabla 3.10 Apéndice normativo A de la NOM 179-SSA1-1998	20
Tabla 3.11 Otras normas relacionadas con la potabilización del agua	21
Tabla 4.1 Resumen de los efectos tóxicos del arsénico	29
Tabla 4.2 Valores guías para los trihalometanos de la OMS y clasificación del CIIC	45
Tabla 5.1 Análisis para determinar la calidad del agua de una fuente subterránea	52
Tabla 5.2 Análisis para determinar la calidad en cuerpos de aguas superficiales	54
Tabla 5.3 Diferentes tecnologías de tratamiento empleadas para la remoción de contaminantes	55
Tabla 5.4 Pruebas de tratabilidad	59
Tabla 5.5 Nivel de utilidad de monitoreo de parámetros en línea en los procesos unitarios (AWWA, 2012)	66
Tabla 5.6 Desempeño y características de tecnologías de monitoreo de cloro en línea (AWWA, 2012)	68
Tabla 5.7 Requerimientos de diseño de turbidímetros para aplicaciones de tratamiento de agua	70
Tabla 6.1 Principales reactivos usados en potabilización (MWH, 2012)	77
Tabla 6.2 Características típicas de los PACs	78
Tabla 6.3 Desventajas, ventajas y aplicaciones de los diferentes tipos de sedimentadores (MWH, 2012)	89
Tabla 6.4 Relaciones geométricas para unidades rectangulares	89

Tabla 6.5 Clasificación de filtros rápidos y criterios de diseño (MWH, 2012)	97
Tabla 6.6 Propiedades típicas de medios filtrantes (MWH, 2012)	99
Tabla 6.7 Influencia del incremento de parámetros en el punto de rotura del filtro	100
Tabla 6.8 Tasas de filtración para filtros rápidos y lentos (Romero, 2006)	101
Tabla 6.9 Bajos drenes	109
Tabla 6.10 Principales características de un filtro de arena (Romero, 2006)	112
Tabla 6.11 Características de los desinfectantes	119
Tabla 6.12 Dosis de cloro aplicadas en plantas potabilizadoras	120
Tabla 6.13 Transmitancia para diversos tipos de agua (MWH, 2012)	128
Tabla 6.14 Factores que afectan la dosis de luz UV	129
Tabla 6.15 Características de las resinas de intercambio iónico (MWH, 2012)	132
Tabla 6.16 Objetivos de las etapas para desarrollar un sistema de intercambio iónico	133
Tabla 6.17 Contaminantes que se remueven mediante procesos de membrana (AWWA, 2007)	135
Tabla 6.18 Pretratamientos requeridos para la remoción de ciertos contaminantes (AWWA, 2005)	136
Tabla 6.19 Comparación entre los dos principales materiales de membrana	141
Tabla 6.20 Comparación entre el PAC y GAC (AWWA, 2012)	151
Tabla 6.21 Características físicas típicas del PAC y GAC (AWWA, 2012)	152
Tabla 6.22 Ventajas y desventajas de los distintos puntos de aplicación del PAC (AWWA, 2012)	153
Tabla 6.23 Características de los compuestos más comunes en la fluoración	154
Tabla 6.24 Efecto en la alcalinidad de algunos reactivos químicos	157
Tabla 7.1 Elementos comúnmente monitoreados y controlados	160
Tabla 7.2 Clasificación de equipos dosificadores según el estado físico de la sustancia química a dosificar	164
Tabla 7.3 Métodos y equipos para la medición de flujos	170
Tabla 7.4 Tipos de medidores de flujo disponibles para medir los flujos de agua	171
Tabla 8.1 Características físicas y químicas del agua de retrolavado de un filtro granular	179
Tabla 8.2 Valores de los factores F_{Ca} y F_{Mg}	180
Tabla 8.3 Constituyentes de los residuos generados en el intercambio iónico	181
Tabla 8.4 Soluciones utilizadas en la regeneración de carbón de hueso	182
Tabla 8.5 Soluciones utilizadas en la regeneración de alúmina activada	182
Tabla 8.6 Recuperaciones de agua típicas en el tratamiento con membranas	182
Tabla 8.7 Lodos de hidróxido (aluminio y hierro)	183
Tabla 8.8 Lodos de ablandamiento	183
Tabla 8.9 Consistencia del lodo en función del contenido de sólidos	187
Tabla 8.10 Concentración de sólidos	187
Tabla 8.11 Lodos de hidróxido (aluminio y hierro)	187
Tabla 8.12 Lodos de ablandamiento	188
Tabla 8.13 Manejo de residuos de intercambio iónico, adsorción y procesos de membranas	189
Tabla 8.14 Concentración de metales pesados	192
Tabla 8.15 Concentraciones de metales pesados con efecto en el proceso de lodos activados	193
Tabla 8.16 Concentraciones reportadas de algunos parámetros del lodo de sulfato de aluminio	195

Tabla 8.17 Aprovechamiento de biosólidos (NOM-004-SEMARNAT-2002)	197
Tabla 8.18 Límites máximos permisibles para patógenos y parásitos en lodos y biosólidos	197
Tabla 8.19 Límites máximos permisibles	199
Tabla 10.1 Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante	225
Tabla 10.2 Promedio del consumo de agua potable estimado según nivel socioeconómico* y clima	225
Tabla 10.3 Parámetros del floculador	250
Tabla 11.1 Datos generales de la planta	259
Tabla 12.1 Plantas potabilizadoras visitadas	265
Tabla 12.2 Características de las plantas potabilizadoras visitadas	266
Tabla B.1 Límites permisibles de características microbiológicas	282
Tabla B.2 Límites permisibles de características físicas y organolépticas	282
Tabla B.3 Límites permisibles de características químicas	282
Tabla B.4 Límites permisibles de características radiactivas	283
Tabla B.5 Límites permisibles de características radiactivas	283
Tabla C.1 Formato para anotar los resultados de las pruebas de jarras	288
Tabla D.1 Serie americana de tamices	290
Tabla D.2 Ejemplo para calcular la curva granulométrica	291
Tabla H.1 Resultados de las pruebas de espesamiento	315

