I'm not a robot



Click para ampliar MetcalfEditorialMcGraw-Hill Interamericana de Espaa S.L.Edicin1. ed.(01/08/1995)Pginas1508Dimensiones24x17 cmIdiomaEspaolISBN9788448116071ISBN-108448116070EncuadernacinRsticaAutor/esMetcalfEditorialMcGraw-Hill Interamericana de Espaa S.L.Edicin1. ed.(01/08/1995)Pginas1508Dimensiones24x17 cmIdiomaEspaolISBN9788448116071ISBN-108448116070EncuadernacinRstica580 California St., Suite 400San Francisco, CA, 94104 I GE IERIA DE AGUAS RESIDU.ALES TRATAMIENTO, VERTIDO Y REUTILIZACION (TERCERA EDICION) Volumen I METCALF & EDDY, INC. Revisado por GEORGE TCHOBANOGLOUS Catednitico de Ingenierfa Civil y Ambiental Universidad de California, Davies FRANKLIN .L. BURTON Vicepresidente jubilado de Metcalf & Eddy Inc. Traducci6n y revision tecnica JUAN DE DIOS TRILLO MONTSORIU IAN TRILLO FOX Departamento de lngenierfa de Procesos Asesorfa Tecnica y Control, S. A. (A.T.C.) Pr6logo de ANGEL CAJIGAS Subdirector General de calidad de las aguas (MOPTMA) McGraw-Hill MADRID BUENOS AIRES CARACAS GUATEMALA LISBOA MEXICO NUEVA YORK PANAMA SAN JUAN SANTAFE DE BOGOTA SANTIAGO SAO PAULO AUCKLAND HAMBURGO LONDRES MILAN MONTREAL NUEVA DELHI PARIS SAN FRANCISCO SIDNEY SINGAPUR ST. LOUIS TOKIO TORONTO
INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES. TRATAMIENTO, VERTIDO Y REUTILIZACION No est~ permitida Ia reproducci6n total o parcial de este libro, ni su tratamiento informatica, ni Ia transmisi6n de ninguna forma o por cualquier medio, ya sea electr6nico, mecanico, por fotocopia, por registro u otros metodos, sin el permiso previo y por escrito de los titulares del Copyright. DERECHOS RESERVADOS 1995, respecto a Ia primera edici6n en espafiol por McGRAW-HILL/INTERAMERICANA DE ESPANA, S. A. Edificio Valrealty, 1.' planta Basauri, 17 28023 Aravaca (Madrid) Traducido de Ia tercera edici6n en ingles de WASTEWATER ENGINEERING. Treatment, Disposal Reuse Copyright MCMXCI, por McGraw-Hill, Inc. ISBN: 0-07-041690-7 ISBN: 84-481-1727-1 (Vol. I) ISBN: 84-481-1612-7 (Obra completa) Dep6sito legal: M. 24.848-1995 Editor: Antonio Garcia Brage Cubierta: Estudio F. Pifiuela Compuesto en Fernandez Ciudad, .S. L. lmpreso por: Impresos y Revistas, S. A. (IMPRESA) IMPRESO EN ESPANA- PRINTED IN SPAIN ,
Contenido VOLUMEN I Pr61ogo a Ia edici6n espanola Sobre los autores principales . . . xiii xv Introducci6n xvii Agradecimientos xxi Capitulo 1 Ingenieria sanitaria: una panoramica . . . 1 Tratamiento de aguas residuales . . . Vertido y reutilizaci6n de fangos . . . Recuperaci6n y reutilizaci6n de aguas residuales . . . Evacuaci6n de efluentes . . . El papel del ingeniero . . . Referencias bibliognificas .. . . . 2 9 11 12 13 15 1.1 1.2 1.3 1.4 1.5 1.6 Caudales de aguas residuales . . . 17 2.1 Composici6n de los caudales de aguas residuales . . . 2.2 Estimaci6n de los caudales de aguas residuales a partir de los datos de abastecimiento de agua . . . 2.3 Origen y caudales de las aguas residuales . . . 18 Capitulo 2 18 29 v Vi 2.4 2.5 2.6 2.7 CONTENIDO Amilisis de los datos de caudales de aguas residuales . . . Reducci6n de los caudales de aguas residuales . . . Temas .de debate y problemas . . . Referencias bibliognificas . . . Capitulo 3 3.1 3.2 3.3 3.4 3.5 3.6 3.7 3.8 41 46 49 51 Caracteristicas de las aguas residuales . . . 53 Caracterfsticas ffsicas, qufmicas y biol6gicas del agua residual . . . Caracterfsticas ffsicas: definici6n y utilidad . . . Caracterfsticas qufmicas: definici6n y aplicaci6n . . . Caracterfsticas biol6gicas: definici6n y aplicaci6n . . . Composici6n de las aguas residuales . . . Estudios de caracterizaci6n del agua residual . . . Temas de debate y problemas . . . Referencias bibliognificas . . . 53 59 73 103 124 127 130 135 Capitulo 4 Objetivos, metodos y consideraciones sobre el proyecto del tratamiento de las aguas residuales . . . 137 Reglamentos y objetivos del tratamiento del agua residual . . . Clasificaci6n de los metodos de tratamiento de las aguas residuales . . . Aplicaci6n de los metodos de tratamiento . . . Elecci6n de los diagramas de flujo de procesos y tratamientos . . . Implantaci6n de los programas de gesti6n de las aguas residuales . . . Financiaci6n . . . Temas de debate y problemas . . . Referencias bibliograficas . . . 137 141 143 147 157 162 165 166 Capitulo 5 Introducci6n al proyecto de plantas de tratamiento de agua residual . 169 Impacto de los caudales y cargas contaminantes sobre el proyecto de las plantas de tratamiento . . . Evaluaci6n y determinaci6n de los caudales de proyecto . . . Evaluaci6n y determinaci6n de las cargas contaminantes de proyecto . . Elecci6n de los procesos de tratamiento . . . Elementos del disefio conceptual de procesos . . . Temas de debate y problemas ... , . . . Referencias bibliograficas . . . 170 170 177 191 208 218 220 4.1 4.2 4.3 4.4 4.5 4.6 4.7 4.8 5.1 5.2 5.3 5.4 5.5 5.6 5. 7 Capitulo 6 Operaciones fisicas unitarias . . . 221 6.1 Medici6n de caudales . . . 6.2 Desbaste . . . 6.3 Homogeneizaci6n de caudales . . . 6.4 Mezclado . . . 6.5 Sedimentaci6n . . . 6.6 Sedimentaci6n acelerada . . . 224 228 232 242 251 275 CONTENIDO Flotaci6n Filtraci6n en medio granular ... . Transferencia de gases . . . Volatilizaci6n y arrastre de compuestos organicos volatiles (COVs) en las instalaciones de tratamiento de las aguas residuales ... . 6.11 Temas de debate y problemas ... : . ... . 6.12 Referencias bibliograficas . . . . 6.7 6.8 6.9 6.10 Capitulo 7 7.1 7.2 7.3 7.4 7.5 7.6 7.7 7.8 7.9 7.10 7.11 7.12 8.4 8.5 8.6 8.7 8.8 8.9 8.10 8.11 8.12 8.13 8.14 vii 277 283 314 327 334 340 quimicos unitarios . . . 343 Precipitaci6n qufmica . . . Adsorci6n . . . Desinfecci6n . . . Desinfecci6n con cloro . . . Decloraci6n . . . Desinfecci6n :con di6xido de cloro ... , . . . Desinfecci6n con cloruro de bromo . . . Desinfecci6n con ozono . . . Desinfecci6n con rayos ultravioletas . . . Otras aplicaciones qufmicas ... , ... , ... , . . . Temas de debate y problemas . . . Referencias bibliograficas ... ' ... :. . . . . 345 358 369 377 390 393 394 397 399 401 403 406 Capitulo 8 8.1 8.2 8.3 Proc~sos , Procesos biol6gicos unitarios . . . 409 Panonimica general del tratamiento biol6gico del agua residual . . . Introducci6n al metabolismo microbiano . . . Microorganismos importantes en el tratamiento biol6gico del agua residual . . . Crecimiento bacteriano . . . Cinetica del crecimiento biol6gico . . . Procesos biol6gicos de tratamiento . . . Procesos de tratamiento aerobio de cultivo en suspensi6n . . . Procesos aerobios de tratamiento de cultivo fijo . . . Procesos de. tratamiento anaerobios de cultivos en suspensi6n . . . Procesos anaerobios de tratamiento de cultivo fijo . . . Eliminaci6n biol6gica de nutrientes . . . Procesos de tratamiento por lagunaje (estanques) . . . Temas de debate y problemas . . . Referencias bibliograficas ... , . . . 409 410 415 418 421 430 436 459 478 488 489 494 500 504 VOLUMEN II Capitulo 9 9.1 9.2 Proyecto de instalaciones para el tratamiento fisico y quimico del agua residual . . . 507 Rejas de barras y tamices . . . Dilaceraci6n . . . 507 517 Viii CONTENIDO 9.3 9.4 9.5 9.6 9.7 9.8 9.9 9.10 9.11 9.12 9.13 Eliminaci6n de arenas . . . Homogeneizaci6n y regulaci6n del caudal . . . Otras operaciones de pretratamiento . . . Tanques de decantaci6n primaria . . . Otras unidades y operaciones para Ia eliminaci6n de s6lidos . . . Precipitaci6n qufmica . . . Desinfecci6n con compuestos de cloro . . . Otros sistemas de desinfecci6n . . . Postaireaci6n . . . Control .de olores . . . Control de las emisiones de COVs en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales . . . 9.14 Temas de debate y problemas . . . 9.15 Referencias bibliognificas . . . 591 598 600 Capitulo 10 Proyecto de instalaciones para el tratamiento biol6gico del agua residual . . . 603 10.1 10.2 El proceso de fangos activados ... . Selecci6n y disefio de las instalaciones ffsicas para el proceso de fangos activados ... . 10.3 Disefio del proceso de fangos activados ... . 10.4 Lagunas aireadas . . . 10.5 Filtros percoladores ... . 10.6 Contactores biol6gicos rotativos (RBCs) ... . 10.7 Procesos combinados de tratamiento aerobio ... . 10.8 Estanques de estabilizaci6n ... . 10.9 Temas de debate y problemas ... . 10.10 Referencias bibliognificas ... . Capitulo 11 11.1 11.2 11.3 11.4 11.5 11.6 11.7 11.8 11.9 11.10 11.11 11.12 11.13 11.14 11.15 520 533 537 538 553 555 563 577 580 584 605 633 673 687 698 714 723 729 745 750 Tratamiento avanzado del agua residual . . . 753 Necesidad del tratamiento avanzado de las aguas residuales ... . Tecnologfas empleadas en el tratamiento avanzado de las aguas residuales. Eliminaci6n de los s6lidos suspendidos residuales mediante filtraci6n en medio granular ... . Eliminaci6n de s6lidos suspendidos residuales por microtamizado .. . Control de nutrientes ... . Conversi6n del amonfaco por nitrificaci6n biol6gica ... . Eliminaci6n del nitr6geno por nitrificaci6njdesnitrificaci6n biol6gica .. Eliminaci6n biol6gica del f6sforo ... . Eliminaci6n conjunta de nitr6geno y f6sforo mediante procesos biol6gicos . Eliminaci6n de nitr6geno mediante procesos ffsicos y qufmicos ... . Eliminaci6n del f6sforo por adici6n qufmica ... . Eliminaci6n de compuestos t6xicos y compuestos organicos refractarios. Eliminaci6n de sustancias inorganicas disueltas ... . Temas de debate y problemas ... . Referencias bibliograficas ... . 754 756 761 782 784 788 806 823 828 834 839 850 856 860 862 CONTENIDO ix Diseiio de instalaciones para el tratamiento y vertido del fango . . . 865 Procedencia, cantidad y caracterfsticas del fango ... . Normativa para el vertido y reutilizaci6n de fangos : . ... . Diagramas de procesos de tratamiento del fango ... , ... Bombeo de fangos y espumas ... . Operaciones de pretratamiento ... . Espesado (concentraci6n) ... . Estabilizaci6n ... . Digesti6n anaerobia del fango ... . Digesti6n aerobia del fango ... , ... Compostaje ... . Acondicionamiento ... : ... . Desinfecci6n ... . Deshidrataci6n ... . Secado termico ... . Reducci6n termica ... . Realizaci6n de balances de masqs de s6lidos ... . Aplicaci6n del .fango a! suelo ... . Otros usos beneficiosos del fango ... . Transporte, almacenamiento y vertido del fango ... . Temas de debate y problemas ... . Referencias bibliognificas ... . 867 879 879 885 899 905 916 920 944 953 961 967 969 992 997 1009 1022 1036 1037 1043 1047 Capitulo 12 12.1 12.2 12.3 12.4 12.5 12.6 12.7 12.8 12.9 12.10 12.11 12.12 12.13 12.14 12.15 12.16 12.17 12.18 12.19 12.20 12.21 Capitulo 13 Sistemas de tratamiento naturales . . . 1051 13.1 Desarrollo de los sistemas de tratamiento natural ... . 13.2 Consideraciones fundamentales en Ia aplicaci6n de los sistemas de trata- miento natural ... . 13.3 Sistemas de baja carga ... . 13.4 Sistemas de infiltraci6n nipida ... . 13.5 Sistemas de riego superficial ... . 13.6 Terrenos pantanosos artificiales ... . 13.7 Sistemas de tratamiento de plantas acmiticas flotantes ... . 13.8 Temas de debate y problemas ... . 13.9 Referencias bibliograficas ... . 1063 1071 1095 1113 1125 1137 1149 1150 Capitulo 14 Sistemas de tratamiento para pequeiias comunidades . . . 1153 14.1 14.2 14.3 14.4 14.5 14.6 14.7 1052 Problemas especfficos asociadas a las pequefias comunidades ... . 1153 Caudales y caracterfsticas de las aguas residuales de pequefias comunidades . : ... . 1155 Tipologfa de los sistemas de tratamiento y vertido de aguas residuales de pequefias dimensiones ... . 1158 Sistemas individuales para viviendas aisladas e instalaciones comunitarias en zonas no conectadas a una red de alcantarillado ... . 1162 Selecci6n y disefio de sistemas individuales ... . 1181 Unidades de gesti6n de sistemas individuales de tratamiento ... . 1213 Sistemas de aguas residuales en pequefias comunidades ... . 1214 X CONTENIDO Sistemas. de pequeflas dimensiones para urbanizaciones y comunidades muy pequeflas ... . 14.9 Sistemas con plantas de tratamiento prefabricadas ... . 14.10 Instalaciones de tratamiento especfficamente disefladas para cada caso .. 14.11 El lfquido de fosas septicas y su vertido ... . 14.12 Temas de debate y problemas ... . 14.13 Referencias bibliognificas ... , ... 1220 1224 1233 1236 1244 1247 Capitulo 15 Gesti6n de las aguas residuales de redes de alcantarillado unitarias. . 1249 Historia de las redes de alcantarillado unitarias . . . Componentes de las redes de alcantarillado unitarias . . . Caudales en las redes unitarias y caracterfsticas del agua residual . . . Metodos para el control de caudales aliviados . . . Tratamiento de los caudales aliviados . . . Futuras tendencias en la gesti6n de los caudales aliviados de tormentas . . Temas de debate y problemas ... , . . Referencias bibliognificas . . . 1250 1251 1259 1273 1279 1282 1283 1285 Recuperaci6n y reutilizaci6n de efluentes . . . 1287 Introducci6n a la recuperaci6n y reutilizaci6n de efluentes . . . Aplicaciones de las aguas residuales recuperadas . . . Tecnologfas de recuperaci6n de aguas residuales . . . Aspectos a considerar en la planificaci6n de la recuperaci6n y reutilizaci6n de aguas residuales . . . 16.5 Temas de debate y problemas . . . 16.6 Referencias bibliognificas . . . 1288 1294 1329 Capitulo 17 Vertido de efluentes ... "" . . . 1353 Panimetros de calidad del agua y criterios de calidad .. , . . . Procesos actuantes . . . Vertido a lagos y embalses . . . Vertido a rfos y estuarios . . . Vertido al mar . . . Temas de debate y problemas . . . Referencias bibliognificas . . . 1354 1357 1370 1376 1390 1402 1404 14.8 15.1 15.2 15.3 15.4 15.5 15.6 15.7 15.8 Capitulo 16 16.1 16.2 16.3 16.4 17.1 17.2 17.3 17.4 17.5 17.6 17.7 1340 1346 1349 Apendices A B C D E Factores de conversi6n . . . Propiedades ffsicas del aire ... . Propiedades ffsicas del agua ... : . . . Solubilidad de gases disueltos en agua . . . .Concentraci6n de oxfgeno disuelto en agua en funci6n de la temperatura, de la salinidad y de la presi6n barometrica . . . 1407 1415 1417 1421 1423 CONTENIDO , F G Tablas del NMP y su aplicaci6n Procedimiento general de soluci6n de balances de materiales en un reactor de flujo discontinue, un reactor de mezcla completa y un rfiactor de flujo en pist6n H Determinaci6n de coeficientes cineticos I Diagramas de Moody para el amilisis del flujo en tuberfas 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 Xi 1427 1431 1441 1447 Indices Indice de nombres Indice alfabetico de materias 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 o o o 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 1451 1459
Prologo a Ia edicion espanola Hace mas de veinte afios, buscando libros relacionados con Ia depuraci6n de las aguas en una conocida librerfa londinense, compre un libro titulado Wastewater Engineering (Metcalf-Eddy, McGraw-Hill). Acababa de adquirir, sin saberlo, uno de los documentos que posteriormente se convertirfa en un referente obligado de cuantos profesionales estabamos vinculados de alguna manera a Ia ardua y muchas veces incomprendida tarea del saneamiento de nuestros rfos. Aun guardo de aquellos afios, entre las hojas del libro, notas manuscritas que no son otra cosa que apuntes traducidos de los aspectos que me resultaban de mas interes y sobre todo de mas uso. Que terrible resultaba transformar las Ibras por pie Cuadrado, los galones por minuto y los pies cubicos por galones en medidas inteligibles en nuestro quehacer diario. Por ello, cuando supe que un osado ingeniero, conocedor como pocos del tema, lo estaba traduciendo (alia por el afio 1976) sentf un gran alivio. Podrfa leer el Iibro sin dificultad, sin el diccionario en permanentemente manejo y tratando de convertir unas medidas ininteligibles. En definitiva, aquel acto de valentfa de nuestro amigo y compafiero Juan Trillo me iba a ahorrar tiempo y problemas. Han pasado varios afios, hemos aprendido mucho, sobre todo de los fallos y errores de los primeros momentos, y aunque en mi caso, como en el de muchos de mis colegas, hemos podido pasar del estudio y disefio de instalaciones a Ia gesti6n y direcci6n de planes de saneamiento, seguimos necesitando un libro de consulta que sin duda evolucione con el tiempo y que por tanto tiene que modificar su texto de acuerdo con las mejoras y profundos cambios en la xiii xiv PROLOGO A LA EDICION ESPANOLA tecnologfa y el manejo de los sistemas de saneamiento y depuraci6n de las aguas residuales. Por ello, una vez mas, mil gracias a mi amigo y colaborador por repetir la hazafia de antafio, esta vez con la colaboraci6n inestimable de su hijo Ian, en un momento quizas menos ilusionante .para el, que la primera vez, pero mucho mas significativo que entonces. En efecto, se acaba de aprobar el Plan Nacional de Saneamiento y Depuraci6n, como consecuencia de la Directiva Europea 91/271, que implica el disefio, construcci6n y explotaci6n de un importante numero de nuevas instalaciones de depuraci6n, ademas de la mejora, ampliaci6n y adaptaci6n de muchas de las existentes, por lo que nuevas generaciones de profesionales, ya sean ingenieros, qufmicos, bi6logos o licenciados en ciencias del mar, van a necesitar mas que nunca, por un lado, la experiencia que podamos aportar los que con mucha ilusi6n y pocos medios empezamos a disefiar hace mas de 20 afios lo que hoy empieza a ser realidad y, por otro, con el apoyo absolutamente imprescindible de unos textos de consulta y trabajo como el que se prologa aquf, que son el compendio del saber en una disciplina en la que muchos creen saber mucho, pero que realmente s6lo unos pocos han llegado a tener las ideas claras de lo que verdaderamente se necesita en nuestro pafs. Espero que esta contribuci6n sirva para que mas profesionales se vayan incorporando a este mundo, ya no tan pequefio, de entusiastas que siempre ha pretendido conseguir que nuestros rfos y mares sean cada vez mas limpios, convirtiendose en lo que alguna vez fueron. ANGEL CAJIGAS DELGADO Subdirector General de Ing. de Saneamiento. DGR caUdad de las aguas (MOPTMA) Sobre los autores principales George Tchobanoglous es profesor de ingenierfa civil en la Universidad de California en Davis. Es graduado en ingenierfa civil en la Universidad del Pacffico, y tiene un master en ingenierfa sanitaria por la Universidad de California en Berkeley y un doctorado en ingenierfa ambiental por la Universidad de Stanford. Los aspectos que han centrado su interes investigador se encuentran en los campos de tratamiento de aguas residuales, filtraci6n de aguas residuales, sistemas acmiticos de tratamiento de aguas residuales, sistemas de tratamiento especfficos in situ y gesti6n de residues s6lidos. Es autor o coautor de mas de 200 publicaciones tecnicas y 6 libros de texto. Es el autor principal y el editor de las dos primeras ediciones de este texto. El profesor Tchobanoglous es consultor, en el ambito nacional e internacional, tanto de organismos gubernamentales como de empresas privadas. Miembro activo de numerosas asociaciones profesionales, ha sido presidente de la Association of Environmental Engineering Proffessors. Es ingeniero civil colegiado en California. Franklin L. Burton ha trabajado durante 30 afios en Metcalf & Eddy como vicepresidente e ingeniero jefe de la Oficina Regional del Oeste en Palo Alto, California. Es graduado en ingenierfa mecanica en la Universidad de Lehigh y tiene un master en ingenierfa sanitaria por la Universidad de Michigan. Ha sido re~ponsable de la planificaci6n, disefio y revisi6n tecnica de mas de 40 estaciones depuradoras y del libra de texto de Metcalf & Eddy Wastewater Engineering: Collection and Pumping of Wastewater. Asimismo, ha formado parte del Technical Practice Board de Metcalf & Eddy, encargado de la supervisi6n tecnica de las actividades de la empresa. Es Fellow de la American Society of Civil Engineers y miembro de varias asociaciones tecnicas. Se retir6 de Metcalf & Eddy en 1986 y ejerce la actividad profesional en Los Altos, California. XV Introducci6n En 1914, casi inmediatamente despues del cambia de siglo, Metcalf & Eddy public6 su universalmente famoso tratado sabre ingenierfa sanitaria, compuesto por tres voh1menes, titulado American Sewerage practice. El tercer volumen, Disposal of Sewage (Evacuaci6n del agua residual) fue objeto de revisiones en 1916 yen 1935. Posteriormente, en 1922, los tres voh.1menes fueron integrados en un unico texto titulado Sewerage and Sewage Disposal, y se public6 una segunda edici6n en 1930. En 1972 se public6 una nueva versi6n del texto con el tftulo de Wastewater Engineering: Collection, Treatment and Disposal (traducido al espafiol con el tftulo Tratamiento y Depuraci6n de Aguas Residuales. Editorial Labor, 1977) que fue seguida en 1979 por una segunda edici6n titulada Wastewater Engineering: Treatment, Disposal, Reuse (traducido al espafiol con el tftulo Ingenierfa Sanitaria: Tratamiento, Evacuaci6n y Reutilizaci6n de aguas Residuales. Editorial Labor, 1985). AI igual que los primeros textos, ambas ediciones han _gozado de una enorme acogida en universidades y por parte de los ingenieros en Ia pnl.ctica de Ia profesi6n, tanto en el sector publico como privado. En 1981 se public6 un texto complementario titulado .Wastewater Engineering: Collection and Pumping of Wastewater (traducido al espafiol con el tftulo Ingenierfa Sanitaria: Redes de Alcantarillado yBombeo de Aguas Residuales. Editorial Labor, 1985). Desde la publicaci6n de Ia segunda edici6n. en 1979, se han producido diversos y notables cambios en el campo de Ia ingenierfa de las aguas residuales como resultado del mejor entendimiento de los efectos ambientales del vertido de aguas residuales, de las. mejoras en los metodos de tratamiento, de los cambios en las normativas aplicables y de Ia creciente importancia del agua xvii XVjjj INTRODUCCION residual regenerada como recurso hfdrico. La tercera edici6n comparte muchos de los objetivos de las anteriores: (1) estar al dfa con el desarrollo tecnol6gico que se ha producido en los ultimos 10 afios en el campo de la ingenierfa ambiental; (2) reflejar el impacto producido por la cambiante legislaci6n federal sobre el control de calidad del agua y Ia gesti6n del fango; (3) proporcionar informaci6n sobre los otros tipos de sistemas relacionados coi1 el agua residual, tales como los pequefios sistemas de tratamiento y caudales aliviados procedentes de redes unitarias de alcantarillado que estan siendo objeto de una atenci6n creciente, y (4) continuar Ia labor de poner una informaci6n util a disposici6n de estudiantes, profesores, ingenieros y otros usuarios. Con esta tercera edici6n, el conjunto de publicaciones de Metcalf & Eddy abarca en Ia actualidad casi un siglo entero durante el cual Metcalf & Eddy ha compartido su conocimiento del agua residual con el ejercicio de Ia profesi6n. Como consecuencia de la lentitud con que se esta produciendo Ia adopci6n en los Estados Unidos de America del Sistema Internacional de Unidades, esta edici6n incluye las unidades de uso comun en el pafs como primer metodo de expresi6n. Gran parte de los usuarios de la primera edici6n han continuado utilizandola como referenda debido a que fue elaborada usando este sistema de unidades. La decisi6n de abandonar el Sistema Internacional de Unidades (SI) ha sido particularmente diffcil. No obstante, en muchos casos se incluyen ecuaciones alternativas expresadas en unidades SI. Asimismo, se incorporan factores de conversi6n en las tablas de datos y en el apendice del libro. Se han incluido algunos problemas en donde se utilizan las unidades SI con objeto de mantener la familiaridad con los calculos en unidades metricas. Todos los capftulos han sido objeto de detallada revisi6n y de complementaci6n para proporcionar la informaci6n mas actual. Se han afiadido dos caplitulos completamente nuevos, que versan sobre los sistemas de tratamiento individuates y para pequefias comunidades, y sobre la gesti6n del agua residual de los sistemas unitarios de alcantarillado. Los aspectos de evacuaci6n y ventilaci6n que, previamente, habfan sido tratados conjuntamente en un unico capftulo, se desarrollan en capftulos independientes como consecuencia de su creciente importancia. Finalmente se ha ampliado el apendice para incluir tablas de datos e informaci6n util para la soluci6n de los problemas. Los cambios, realizados y pendientes, de la legislaci6n federal continuan ejerciendo gran influencia sobre este campo de la ingenierfa. A medida que aumenta el conocimiento sobre las sustancias t6xicas y su impacto sobre el medio ambiente, se elaboran nuevas norma:tivas que reflejan la preocupaci6n existente para su control. Las normas para el control de emisiones atmosfericas, incluyendolos compuestos organicos volatiles (COVs) y de las substancias t6xicas en el fango tienen la misma importancia que aquellas que regulan la calidad del agua. La ingenierfa del agua residual ha de tener en cuenta la totalidad de los efectos ambientales que puedan producirse en la aplicaci6n de soluciones para la resoluci6n de los problemas. El tratamiento y evacuaci6n del fango, uno de los problemas de mas diffcil soluci6n de la ingenierfa ambiental, se ha ido complicando progresivamente, como consecuencia de la disminuci6n del numero de opciones disponibles. La evacuaci6n a vertedero controlado, el mas popular de los metodos de evacua- INTRODUCCION xix ci6n del fango, esta siendo objeto de restricciones como consecuencia de la disminuci6n en la capacidad de los vertederos existentes y la dificultad de conseguir nuevos emplazamientos. El vertido de fangos al mar ya no esta permitido. Debido a los problemas potenciales de contaminaci6n atmosferica, la incineraci6n esta perdiendo popularidad en las plantas de gran tamano. La reutilizaci6n del fango ofrece posibilidades muy interesantes si el fango es limpio. Consecuentemente, el compostaje y otras tecnologfas estan recibiendo gran atenci6n por parte de muchas comunidades, incluyendo grandes poblaciones. La extensi6n dedicada al compostaje y la aplacaci6n de fango al terreno ha sido ampliada para reflejar el aumento del uso de ambos metodos de tratamiento del fango. Los autores desean dedicar su esfuerzo a do.s personas que han hecho enormes contribuciones al campo de la ingenieria ambiental y a Metcalf & Eddy: Harrison P. Eddy y el Dr. Rolf Eliassen. El senor Eddy, nieto del fundador de Metcalf & Eddy, falleci6 en 1989, despues de haber sido Senior Partner y presidente de Metcalf & Eddy, durante muchos anos. El senor Eddy puso un interes personal en las dos primeras ediciones de este texto, y, gracias a su esfuerzo, fue posible su publicaci6n. El Dr. Eliassen, Presidente Emerito de Metcalf & Eddy Inc. ha sido mentor de los autores durante muchos anos y su empuje, aplicado a nuestras respectivas caneras y a la preparaci6n de estos textos, es una fuente de inspiraci6n para conseguir la excelencia en la ingenierfa. John G. Chalas Senior Vice President Metcalf & Eddy, Inc. Director de Tecnologfa George Tchobanoglous Professor of Civil Engineering University of California, Davis Autor Principal Franklin L. Burton Vicepresidente Retirado Metcalf & Eddy, Inc. Autor. Principal Agradecimientos Metcalf & Eddy es afortunado al contar con los servicios del Dr. George Tchobanoglous de la Universidad de California en Davis y de Franklin L. Burton, Vicepresidente retirado de Metcalf & Eddy, como principales autores de la tercera edici6n. Es de esperar que esta edici6n continue la contribuci6n de la empresa a la pnictica de la ingenierfa de las aguas residuales que se extiende a la pnictica totalidad de este siglo. Los autores principales son los responsables de la redacci6n, edici6n, coordinaci6n y realizaci6n de las respuestas a los comentarios efectuados por los revisores de la tercera edici6n. Ambos autores han colaborado en las ediciones previas de textos de Metcalf & Eddy. El Dr. Tchobanoglous fue el autor principal de las ediciones primera y segunda de este texto y de su complementario Wastewater Engineering: Collection and Pumping ofWastewater. El senor Burton fue el revisor tecnico de la segunda edici6n y el coordinador y revisor principal por parte de Metcalf & Eddy del texto anteriormente citado. Otros autores son el Dr. Robert G. Smith, de la Universidad de California en Davis, del capftulo 13 Sistemas de tratamiento naturales, David R. Bingham de Metcalf & Eddy del capftulo 15 Gesti6n de las aguas residuales de redes de alcantarillado unitarias, del Dr. Takashi Asano del California Water Resources control Board del capftulo 16 Recuperaci6n y reutilizaci6n de efluentes, y Dr. Dominique N. Brocard de Metcalf & Eddy del capftulo 17 Evacuaci6n de efluentes. Terry Poxon de la Universidad de California en Davis ha colaborado en la preparaci6n del capftulo 8 Procesos biol6gicos unitarios. xxi XXii AGRADECIMIENTOS Una empresa de esta envergadura no puede realizarse en solitario. Queremos expresar nuestro reconocimiento y agradecimiento a las siguientes personas de Metcalf & Eddy: Bradley W. Behrman Stephen L. Bishop Steven Biuso David P. Bova Paul T. Bowen Edward Boyajian Patricia M. Caton William I. Douglass Alan C. Ford Allen F. Goulart Eugene S. Grafton Frank M. Gunby, Jr. Terry L. Krause John A. Lager Richard H. Marshall, Jr. Jon R. Pearson Winfield Peterson III Charles E. Pound Robert J. Reimold George Ross James A. Ryan, Jr. George K. Tozer Cesar M. Vincenty Mark Vomhees Stanley Wagher Thomas K. Walsh Este esfuerzo constituye una combinaci6n singular de talento de la comunidad academica, de instituciones oficiales, ingenieros y cientfficos. El grupo representa a cientos de afios de experiencia en este campo de la ingenierfa. Queremos expresar nuestro especial agradecimiento a David P. Bova, director de Tecnologfa del agua residual, y a Stephen L. Bishop, director de Tecnologfa del agua, ambos de Metcalf & Eddy, por sus apoyos y consejos durante la preparaci6n del texto. Asimismo, agradecemos a James E. Allen, de la Universidad de Purdue, y a Paul H. King, de la Universidad de Northeastern, por sus revisiones del manuscrito. Finalmente, nuestro agradecimiento y reconocimiento a Eckardt C. Beck, Presidente del Consejo de Metcalf & Eddy Companies, Inc.; RichardT. Dewling, Presidente del Consejo de Metcalf & Eddy, Inc.; y George A. Bicher, Presidente de Metcalf & Eddy, Inc., cuyo estfmulo profesional y apoyo han hecho posible la realizaci6n de este trabajo. John G. Chatas Senior Vice President Metcalf & Eddy, Inc. Director de Tecnolog(a Toda comunidad genera residuos tanto s6lidos como lfquidos. La fracci6n lfquida de los mismos -aguas residuales- es esencialmente el agua de que se desprende la comunidad una vez ha sido contaminada durante los diferentes usos para los cuales ha sido empleada. Desde el punta de vista de las fuentes de generaci6n, podemos definir el agua residual como la combinaci6n de los residuos lfquidos, o aguas portadoras de residuos, procedentes tanto de residencias como de instituciones publicas y establecimientos industriales y comerciales, a los que pueden agregarse, eventualmente, aguas subterraneas, superficiales y pluviales. Si se permite la acumulaci6n y estancamiento de agua residual, la descomposici6n de la materia organica que contiene puede conducir a la generaci6n de grandes cantidades de gases malolientes. A este hecho cabe aiiadir la frecuente presencia en el agua residual bruta, de numerosos microorganismos pat6genos y causantes de enfermedades que habitan en el aparato intestinal humano o que pueden estar presentes en ciertos residuos industriales. Tambien suele contener nutrientes, que pueden estimular el crecimiento de plantas acuaticas, y puede incluir tambien compuestos t6xicos. Es por todo ello que la evacuaci6n inmediata y sin molestias del agu38.000 Otros b 5.983 6.589 2.427 446 146 5.497 7.681 3.376 739 81 0,98 8,73 27,17 71,89 0 1,01 10,15 39,87 116,60 0 15.591 c 17.374 108,77 167,63 Total ~ecesarias 1988 ~ecesarias Adaptado de Ia bibliograffa [7]. Datos no disponibles. ' No se incluyen 117 vertidos no tratatos. a b Como muestra la Tabla 1-2, senin sustituidas o venin mejorado su nivel de tratamiento casi todas las plantas que en 1988 desarrollaban tratamientos inferiores al secundario y se vera aumentado en cerca del 55 por 100 el numero de plantas con tratamientos superiores al secundario cuando se cubran las necesidades previstas. Es por ello que el futuro se centra principalmente en la mejora de las plantas existentes para dotarlas de procesos de tratamiento secundario y terciario. TABLA 1-2 Numero de plantas de tratamiento en funci6n del nivel de tratamiento a ~6unero ~ivel de trataumiento Inferior al secundario Secundario Mayor que secundario Sin descarga Otros c Total ' Adaptado de Ia bibliograffa [7]. b Segun estudio de necesidades inicialmente aprobado. ' Datos sobre el nivel de tratamiento no disponibles. 1988 1.789 8.536 3.412 1.854 117 15.708 de instalaciones ~ecesidades 48b 9.659 5.293 2.363 11 17.374 Diferencia (1.741) 1.123 1.881 509 (106) 1.666 INGENIERIA SANITARIA: UNA PANORAMICA 5 Nuevas tendencias y aspectos problematicos Con la aprobacion de las enmiendas a la ley federal sobre el Control de la Contaminacion del Agua de 1972 (Ley Publica 92-500), el Congreso de los Estados Unidos asumio un programa de gran alcance para el control de la contaminacion en los cursos de agua estadounidenses. La legislacion, implicaciones y contenidos de dicho programa se analizan en el Capitulo 4. Existe un conjunto de problematicas y nuevas tendencias que se ponen de manifiesto en varias areas especfficas del tratamiento de aguas residuales, entre las que se encuentran (1) la naturaleza cambiante del agua residual que hay que tratar; (2) el problema de los residuos industriales; (3) el impacto de las aguas pluviales y las fuentes no localizadas de contaminacion; (4) aliviado de colectores unitarios; (5) operaciones de tratamiento, procesos y conceptos; (6) problematica de la salud publica y el medio ambiente; (7) efectividad de los procesos de tratamiento y (8) pequefios sistemas de tratamiento y sistemas individuales. Naturaie:za cambiante de las aguas residuales. El numero de compuestos organicos que se ha conseguido sintetizar desde principios de siglo pasa hoy en dfa del medio millon, y aparecen unos 10.000 compuestos nuevas cada afio. Estos compuestos aparecen en las aguas residuales de la mayorfa de los municipios y comunidades. Hoy en dfa es de gran importancia para los sistemas de recogida y tratamiento de las aguas residuales la presencia en las mismas de compuestos organicos volatiles (COV) y compuestos organicos volatiles toxicos (COVT). En las redes de alcantarillado yen las plantas de tratamiento tambien es importante el control de los olores y, en particular, el control de la generacion de sulfuro de hidrogeno. Parte del incremento en la generacion de sulfuro en las redes de alcantarillado se atribuye ala considerable reduccion de la cantidad de metales presente en los residuos industriales, consecuencia a su vez de la implantacion de un programa efectivo de pretratamiento y control de los vertidos de origen industrial previa a su descarga a las redes de alcantarillado municipales. Paralelamente, se ha observado en ciertos casos una mayor emision de sulfuro de hidrogeno ala atmosfera tanto en la red de alcantarillado como en las instalaciones de cabecera de planta. Antes, el sulfuro que se generaba en las conducciones de alcantarillado, y que ahora se libera en forma de sulfuro de hidrogeno, reaccionaba con los metales presentes en las aguas residuales para formar sulfuros metalicos, tales como el sulfuro ferrico. La liberacion del exceso de sulfuro de hidrogeno ha conducido a una importante aceleraci6n en los procesos de corrosion y deterioro de los colectores de hormigon y de las obras de cabecera de planta, junto a un incremento de la generacion de olores. El control de los olores es un problema de creciente importancia dado que el desarrollo comercial, social y residencial viene condicionado por la presencia de las plantas de tratamiento existentes y condiciona a su vez la ubicacion de nuevas instalaciones. 6 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES El problema de los vertidos industriales. El numero de industrias que vierten residuos a las redes de alcantarillado domesticas ha aumentado notablemente en los ultimos 20 a 30 afios. Se esta replanteando la validez de la practica general de combinar vertidos industriales (pretratados o parcialmente pretratados) con vertidos domesticos debido a los efectos toxicos que a menudo generan los residuos industriales, incluso cuando su presencia se da en concentraciones muy bajas. De cara al futuro, muchos municipios estudian la posibilidad de tratar ambos tipos de vertido por separado, o bien exigir un tratamiento mas avanzado de los vertidos industriales antes de ser vertidos a los colectores de aguas domesticas, con el fin de que no produzcan dafio alguno. lmpacto de las aguas pluviales y las fuentes no localizadas de contaminaci6n. Conforme va aumentando el numero de plantas con tratamiento secundario o avanzado, aumenta la importancia de las aguas pluviales y fuentes no localizadas de contaminacion (p.e. aguas que provienen de zonas de regadio, y que pueden contener a bonos, fertilizantes ...) en la calidad de los cursos de agua del pafs. En muchos rfos y lagos, apenas sera perceptible la mejorfa provocada por un aumento en los niveles de tratamiento de las plantas hasta que no se controlen las aguas pluviales y las aguas procedentes de fuentes no localizadas de contaminacion. Aliviado de caudales de colectores unitarios. El aliviado de caudales de las redes de alcantarillado de tipo unitario, esta considerado como un problema diffcil y complejo que es preciso resolver, especialmente en el caso de las ciudades mas antiguas. El aliviado de caudales importantes puede tener un efecto importante en la calidad del agua, y puede impedir que se alcancen los objetivos establecidos. El control de este fen6meno puede conducir a importantes modificaciones en los sistemas de recogida de las aguas, contemplando la posibilidad de la construccion de depositos que puedan absorber parte de los caudales punta, o la adopcion de medidas e instalaciones de tratamiento adicionales. Muchas de estas medidas comportan una elevada inversion, y resultan inviables para los municipios pequefios al carecer de sufiente ayuda financiera por parte del gobierno. Este tema y las tecnologfas de control existentes se desarrollan mas adelante, en el Capitulo 15. Operaciones de tratamiento, procesos y conceptos. Actualmente la mayorfa de las operaciones y procesos unitarios empleados en el tratamiento de aguas residuales estan siendo sometidos a una intensa y continua investigacion, tanto desde el punto de vista de ejecuci6n como de aplicacion de los mismos. Como consecuencia de ello se han desarrollado nuevas operaciones y procesos de tratamiento y se han llevado a cabo muchas modificaciones en los procesos y operaciones existentes con el o bjetivo de conseguir su adecuacion a los crecientes y rigurosos requerimientos que se establecen de cara ala mejora ambiental de los cursos de agua [6]. Ademas de las innovaciones y mejoras en los metodos de tratamiento convencionales, se estan investigando y desarrollando metodos de tratamiento y tecnologias alternativas, como puede ser el INGENIERIA SANITARIA: UNA PANORAMICA 7 caso del uso de plantas acmiticas. La aparicion de metodos de tratamiento y caracterizacion de aguas residuales mas avanzados depende pues de los buenos resultados obtenidos siguiendo ambas lineas de investigacion [3]. A pesar de que la mayorfa de los compuestos organicos presentes en el agua residual pueden ser tratados usando metodos convencionales, esta creciendo el numero de tales compuestos que no son susceptibles de ser tratados siguiendo dichos procedimientos. Ademas, en muchos de los casos, la informacion es escasa o nula acerca de los efectos que dichos compuestos tienen, a largo plazo, sobre el medio ambiente. Una vez sean conocidos estos efectos, el interes se centrara en el desarrollo de tratamientos especiales para la eliminacion de contaminantes especfficos. La liberacion incontrolada de COV y COVT en las plantas de tratamiento puede conducir ala necesidad de cubrir las instalaciones de pretratamiento y tratamiento primario de las plantas, asi como la implantacion de tratamientos especiales para el proceso de los compuestos que se liberan. En algunos casos puede ser necesario un control previa en origen para eliminar estos compuestos antes de incorporar los residuos a los sistemas de recoleccion. Debido a la naturaleza cambiante de las aguas residuales se esta intensificando el estudio de la tratabilidad de las aguas residuales, especialmente en relacion con algunos compuestos especfficos. Tales estudios son de especial importancia a la hora de proponer y desarrollar nuevas metodos de tratamiento. Por lo tanto, el ingeniero debe comprender las generalidades y metodologfa implicitas en: (1) la estimacion de la tratabilidad de un agua residual (domestica o industrial); (2) La realizacion de estudios en plantas piloto y laboratorios y (3) la transformacion de datos experimentales en parametros de proyecto. La relacion entre el proyecto de la red de alcantarillado y el tratamiento de aguas residuales es objeto de creciente atencion. Durante el transporte del agua residual por la red de alcantarillado, el agua sufre transformaciones tanto qufmicas como biologicas [5,6]. La naturaleza de estas transformaciones depende en gran medida del disefio de la red y de la naturaleza de los residuos. En el futuro, cuando llegue a conocerse con mayor claridad la influencia de estas transformaciones en el tratamiento del agua residual, el proyecto de la red de alcantarillado y el de las instalaciones de tratamiento debera estar coordinado en un grado mucho mayor que en el pasado. Problematica de Ia salud publica y el medio ambiente. En el intento de cumplir las especificaciones del Clean Water Act y sus enmiendas, la procupacion por la salud publica y el medio ambiente esta desempefiando un papel cada vez mas importante en la eleccion y disefio tanto de la red de alcantarillado como de las plantas de tratamiento. Se esta vigilando muy de cerca la emision de contaminantes al medio ambiente. Como ejemplo podemos citar el ya mencionado caso de la emision de COV y COVT en la red de alcantarillado y en las plantas de tratamiento, y que constituye una preocupacion cada vez mayor. Los olores son, a ojos de la opinion publica, una de las preocupaciones ambientales mas serias. Se estan utilizando nuevas tecnicas para cuantificar el desarrollo y movimiento de los olores que pueden emanar de las instalaciones relacionadas con las aguas residuales, y se estan hacienda grandes esfuerzos 8 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES para diseliar instalaciones que minimicen el desarrollo de olores, sean capaces de contenerlos de manera efectiva, y dispongan de tratamientos adecuados para su destrucci6n. Efectividad de los procesos de tratamiento. AI haberse quedado desfasados los programas federales de subvenciones, muchos municipios estan teniendo que tomar decisiones comprometidas en relaci6n a la financiaci6n de las mejoras en la gesti6n de las aguas residuales. Es por ello que se esta estudiando con detalle la efectividad de todas las instalaciones y mejoras de instalaciones existentes que se proponen, especialmente en cuanto al funcionamiento de las plantas de tratamiento, energia, utilizaci6n de recursos, costes de funcionamiento y de mantenimiento, asi como costes de capitalizaci6n. En los ultimos 15 alios se ha invertido mucho dinero en la construcci6n de plantas de tratamiento de aguas residuales. Desgraciadamente, el funcionamiento de muchas de estas instalaciones no ha satisfecho plenamente las condiciones exigidas por la normativa sobre vertidos. En muchos casos, y con sobrecostes importantes, han tenido que ser replanteadas y modificadas instalaciones recien construidas, para cumplir las normas existentes y para asegurar un mejor rendimiento. Actualmente, en varios estados se exige un certificado de funcionamiento antes de que se lleve a cabo el pago de una obra, en el caso de que esta sea beneficiaria de una subvenci6n gubernamental. De cara al cumplimiento de las cada vez mas exigentes normativas sobre vertidos, sera necesario el diselio de plantas de tratamiento mas modernas cuya explotaci6n y mantenimiento sean mas sencillos. La necesidad de conservar y ahorrar energfa es evidente. En la actualidad, el estudio detallado de los aspectos energeticos tiene un papel importante en cualquier proyecto. Se esta prestando gran atenci6n a la elecci6n de procesos que conserven la energia y los recursos de que se dispone. En el proyecto de plantas de tratamiento existe una tendencia cada vez mas generalizada a minimizar el consumo de energia, prestando atenci6n a la ubicaci6n de la planta e incorporando instalaciones que permitan recuperar energfa para el consumo interno de la planta, como es el caso de la instalacion de placas de energfa solar para la elevaci6n de la temperatura en edificios y tanques en los que los procesos de tratamiento que se llevan a cabo asf lo precisen. Los costes de explotaci6n y mantenimiento desempelian tambien un papel importante. Es por ello que el analisis de la explotaci6n de las plantas de tratamiento esta recibiendo creciente atenci6n, especialmente para las pequelias comunidades con presupuestos reducidos puesto que los gastos de explotaci6n corren a cargo, en su totalidad, de las administraciones locales. Por ello esta ganando popularidad la tendencia a buscar asesoria tecnica de profesionales o sociedades ajenas al proyecto para el estudio de todas las modificaciones propuestas, lo cual se esta traduciendo en un ahorro considerable en los costes. Plantas pequenas y sistemas individuales de tratamiento. Durante los ultimos 10 alios, el interes por los sistemas de tratamiento de pequelio tamalio se ha visto a menudo eclipsado por la preocupaci6n por el proyecto, construecion y explotaci6n de grandes infraestructuras regionales [8]. Las plantas de INGENIERIA SANITARIA: UNA PANORAMICA 9 pequeiio tamaiio se habfan concebido, con frecuencia, como simples modelos a escala reducida de grandes plantas de tratamiento. Como consecuencia de ello, muchos de ellos consumen gran cantidad de energfa, e incurren en elevados gastos de explotaci6n. Debido a estos argumentos econ6micos, energeticos y ambientales, el proyecto, disefio y explotaci6n de las plantas pequeflas esta . siendo objeto de una concienzuda revision. Se estan desarrollando nuevos y mas modernos diseflos, y se estan empleando tambien nuevos sistemas de tratamiento. En el Capitulo 14, se prestara especial atenci6n a las plantas de pequeflo tamaflo. Dado que la relaci6n entre el mimero de habitantes que vierten ala red de alcantarillado y el numero de habitantes que vierten a sistemas individuales no ha variado sensiblemente en los ultimos 20 aflos, se esta prestando mayor atenci6n al proyecto, explotaci6n y mantenimiento de esta clase de sistemas. Para ello es importante definir y cuantificar los riesgos y peligros que su adopci6n pueda tener sobre la salud publica y la contaminaci6n, asi como establecer las limitaciones para su utilizaci6n. Otro avance y desarrollo reciente es la creaci6n de organizaciones locales para la explotaci6n y mantenimiento de sistemas de tratamiento individuales. 1.2 FANGOS La evacuaci6n final de los residuos s6lidos, semis6lidos (fangos) y contaminantes concentrados separados del agua residual mediante los diversos procesos de tratamiento, ha sido y continua siendo uno de los problemas mas complejos y costosos en el ambito de la ingenierfa de aguas residuales. La reciente prohibici6n de verter fangos al mar ha eliminado una de las opciones de evacuaci6n empleada en grandes ciudades costeras. Debido ala problematica de la contaminaci6n del aire y de las aguas subterraneas, se esta prestando mucha atenci6n a los metodos de eliminaci6n del fango por incineraci6n y por evacuaci6n al terreno y/o vertederos. Esta siendo promulgada una nueva legislaci6n que limita el vertido de contaminantes al medio ambiente. El mimero y la capacidad de los vertederos existentes se ha reducido, y cada vez es mas diffcil encontrar ubicaci6n para nuevos vertederos capaces de satisfacer las necesidades ambientales, sociales y econ6micas. Como resultado de ello, el tratamiento y evacuaci6n de los fangos se ha convertido en el mayor reto para los ingenieros ambientales. Antecedentes A primeros del siglo presente, las aguas residuales de la mayorfa de las comunidades se vertian directamente a rfos y corrientes mediante alcantarillado unitario. La acumulaci6n de fangos y el desarrollo de olores y condiciones desagradables surgieron como consecuencia de esta practica. Para solventar estos problemas se introdujo la evacuaci6n separada de las aguas residuales y de las aguas pluviales, y el tratamiento de las aguas residuales. El problema de 10 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES la evacuaci6n de fangos surge como consecuencia de los grandes volumenes de fango que se empezaron a generar con la aparici6n de metodos de tratamiento de las aguas residuales mas modernos y eficientes. Situacion actual Cuando la agencia estadounidense para la protecci6n del medio ambiente (EPA) estableci6 que el nivel de tratamiento minimo aceptable para el vertido en aguas superficiales debfa ser el tratamiento secundario, aument6 notablemente la cantidad de fango que habfa que evacuar. En la Tabla 1-3 aparecen los datos sobre los metodos de evacuaci6n del fango que estan siendo empleados en la actualidad. Como se puede comprobar a partir de estos datos, la practica mas empleada consiste en la aplicaci6n al terreno o la evacuaci6n a vertedero. La aplicaci6n del fango al terreno esta muy extendida como metodo de evacuaci6n, asi como de recuperaci6n de terrenos marginales para usos productivos y aprovechamiento de los nutrientes contenidos en el fango. No obstante, como ya se ha comentado con anterioridad, la evacuaci6n al terreno y a los vertederos esta viendose sometida a una legislaci6n cada vez mas estricta, amen del problema que existe para la localizaci6n de terrenos para la instalaci6n de nuevos vertederos. Debido a las potenciales limitaciones de la soluci6n a este problema basada en la evacuaci6n a los vertederos, las plantas de compostaje estan ganando credito como metodo para la estabilizaci6n y distribuci6n del fango para su posterior uso como abono o mejorador de suelos. Las tecnologfas de compostaje han sufrido un notable avance en los ultimos anos. Otro metodo muy extendido como soluci6n a este problema, adoptado especialmente en los grandes municipios, es el de la incineraci6n de los fangos, pero cuenta con el inconveniente de que la explotaci6n de incineradoras y el control de las emisiones estan sujetos a mayores restricciones legales. TABLA 1-3 Sfntesis de datos sobre metodos de evacuaci6n y eliminaci6n de fangos a Porcentaje de plantas segun su tamaiio (m3/dia) Metodo utilizado Aplicaci6n al terreno Evacuaci6n a vertederos controlados Incineraci6n Distribuci6n y comercializaci6n Vertidos al mar Otros Total " Adaptado de Ia bibliograffa [9]. 38.000 39 31 39 35 1 11 1 13 21 12 32 19 1 17 0 12 12 100 100 100 4 INGENIERIA SANITARIA: UNA PANORAMICA 11 Nuevas tendencias y aspectos problematicos El incremento de la producci6n de fangos como resultado de la construcci6n de mayor numero de plantas dotadas de tratamientos secundarios y avanzados, acabani inevitablemente por saturar las actuales vias de evacuaci6n y tratamiento de fangos. Se hanin necesarios nuevos metodos para mejorar el nivel de tratamiento no tan solo de los contituyentes ordinarios de las aguas residuales, sino tambien para la eliminaci6n de compuestos especfficos (p.e. metales, COVT, etc.). La eliminaci6n de estos compuestos causani, a su vez, la producci6n de mayores volumenes de fangos que tambien requerinin tratamiento. En el futuro, la busqueda de metodos mas eficientes para el tratamiento, evacuaci6n y reutilizaci6n de fangos, tales como el procesado termico y el compostaje, debera seguir ocupando en la Iista de prioridades el importante lugar que tiene hoy en dia, o incluso superior. Cuando se redact6 este texto (1989), la EPA habia propuesto una nueva legislaci6n para regular el uso y evacuaci6n de fangos procedentes del tratamiento de aguas residuales. Esta normativa cuantifica los limites para los contenidos de contaminantes y los modos de actuaci6n para: (1) aplicaci6n al terreno; (2) distribuci6n y comercializaci6n; (3) vertederos especificos para fango; (4) incineraci6n y (5) aplicaciones

en superficie [2]. A pesar de que no es posible predecir cual sera en el futuro el impacto de esta normativa sobre la metodologia de evacuaci6n y eliminaci6n de fangos, los limites restrictivos propuestos para ciertos constituyentes como el cobre pueden conducir a una reducci6n en las practicas de aplicaci6n de los fangos al terreno y reducir tambien
las posibles opciones de reutilizaci6n de los mismos. Para limitar las concentraciones de contaminantes en los fangos aplicados al terreno, comercializados o reutilizados, sera preciso introducir un pretratamiento industrial y un control mas intensos. En los Capftulos 4 y 12 se analizara el efecto de la legislaci6n de fangos sobre el tratamiento de aguas
residuales y la evacuaci6n de fangos. 1.3 RECUPERACION Y REUTILIZACJON AGUAS RESJDUALES Aunque el tratamiento secundario constituye un nivel de tratamiento suficiente para la mayoria de los casos, en determinadas circunstancias se hace necesario el tratamiento terciario o avanzado (vease Tabla 1-2). La existencia de tratamientos
avanzados incrementa las posibilidades de reutilizaci6n de los fangos, hecho que se tiene en cuenta a la hora de planificar una instalaci6n. Antecedentes En el pasado, la evacuaci6n de las aguas residuales se llevaba a cabo en la mayoria de los municipios y comunidades de la manera mas sencilla posible, sin tener en cuenta las desagradables
condiciones que se daban en ellugar de 12 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES vertido. El riego constituy6, probablemente, el primer metoda de evacuaci6n de aguas residuales, aunque fue la diluci6n el primero en adoptarse de manera generalizada. La evacuaci6n de efluentes y su efecto sabre el media ambiente prec1san hoy en dfa de mayor
atenci6n debido al crecimiento industrial y urbana. El vertido en aguas superficiales continua siendo el metoda de evacuaci6n de aguas residuales mas comun. No obstante, y con el fin de proteger el media ambiente acuatico, los estados individuales junto con el gobierno federal han desarrollado un marco normativo para los cuerpos receptores de
agua de los Estados Unidos, ya sean corrientes, rfos o aguas costeras y estuarios. Muchos estados han adoptado medidas mas restrictivas que las dictadas por el gobierno federal. En algunos lugares, las plantas de tratamiento se han disenado y ubicado de tal manera que parte del efluente tratado pueda ser evacuado aplicandose al terreno y
reutilizandose para diversos fines, como pueden ser el riego de campos de golf o como agua para refrigeraci6n industrial. Se supone que esta tendencia aumentara en el futuro, especialmente en aquellas localidades y zonas aridas o semiaridas en la que exista escasez de agua. y En muchos lugares en los que el abastecimiento de agua no es capaz de
satisfacer adecuadamente la demanda, es obvio que debe cambiar la vision que se tiene del agua ya utilizada por los municipios y comunidades. No se debe considerar como un residua a eliminar, sino como un recurso. Esta idea sera mas ampliamente aceptada conforme aumenten las zonas que experimentan escasez de agua. Tambien se espera que
aumente en el futuro el numero de ciudades que empleen sistemas duales como en St Petersburg (Florida) y Rancho Viejo (California), ciudades en las que los efluentes tratados se emplean para regadfo junto a otros usos para aguas no potables. Puesto que se espera que la reutilizaci6n del agua gane importancia en el futuro, en el Capitulo 16 se
analizara el efecto de la reutilizaci6n del agua sobre la planificaci6n y gesti6n de aguas residuales, asi como las potenciales posibilidades de reutilizaci6n. Despues de ser tratada, el agua residual debe ser evacuada al media ambiente o reutilizada, como acabamos de ver. El metoda mas comun para la evacuaci6n de los efluentes tratados se basa en el
vertido y diluci6n en corrientes, rfos, lagos, estuarios o en el mar. Para evitar impactos ambientales adversos, la calidad de los efluentes tratados y vertidos debe ser coherente con los objetivos locales en materia de calidad del agua. INGENIERIA SANITARIA: UNA PANORAMICA 13 Durante muchos alios, la evacuacion de efluentes a cuerpos
receptores de agua se llevaba a cabo directamente mediante una tuberfa. La mezcla y dilucion del efluente se daba de manera variable, dependiendo de las caracterfsticas naturales del cuerpo receptor. Un aspecto importante en la evacuacion de efluentes consistfa en la capacidad de asimilacion del cuerpo receptor, representada a menudo por la
cantidad de materia organica que podia ser vertida sin comprometer los recursos de oxfgeno disuelto presente en el agua. En la actualidad, tambien se esta prestando atencion a los efectos medioambientales de otros constituyentes tales como los solidos en suspension, nutrientes y componentes toxicos, y como pueden ser asimilados por el medio
ambiente acuatico de manera segura. y La evacuacion de efluentes se centra en el transporte de contaminantes en el medio ambiente y los procesos de transformacion que se dan. En muchos casos es preciso llevar a cabo un riguroso analisis para asegurar que la evacuacion de los efluentes se lleva a cabo dentro del marco normativo para la
proteccion del medio ambiente. Para el analisis del transporte se emplean modelos matematicos que incluyen el uso de balances de materia, mientras que para la descripcion de la respuesta del sistema ffsico se emplean expresiones cineticas. Adoptando un modelo para los sistemas fluviales y costeros, es posible conocer la capacidad de asimilacion
de dichos sistemas, lo cual permite predecir el impacto de los vertidos. La oxidacion, las transformaciones bacterianas, la fotosfntesis y la respiracion son algunas de las importantes transformaciones que se dan durante este proceso. En el Capitulo 17 se analizan las tecnicas empleadas para el analisis de la evacuacion de efluentes y sus potenciales
efectos ambientales. En la practica, la ingenierfa sanitaria comprende la concepcion, planificacion, evaluacion, proyecto, construccion, explotacion y mantenimiento de los sistemas necesarios para alcanzar los objetivos de la correcta gestion del agua residual. En la Tabla 1-4 se citan los principales elementos de los sistemas de tratamiento de las
aguas residuales, relacionandolos con los marcos de accion y responsabilidades del ingeniero en cada caso. Para la correcta comprension de todos los aspectos de la ingenieria sanitaria, es preciso el conocimiento de los metodos que se emplean para determinar las caracterfsticas y caudales de las aguas residuales (Capitulos 2 y 3). De cara al disefio
de sistemas de tratamiento de aguas residuales perfectamente integrados, tambien es necesario estudiar los aspectos relativos al control en origen, recoleccion, transmision y bombeo [5]. 14 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES El objetivo principal de este libro (Capitulos 4 a 17) se centra en los dos ultimos elementos que aparecen en la Tabla 1-4:
(1) tratamiento y (2) evacuaci6n y reutilizaci6n. Estos ambitos de la ingenieria de aguas residuales, como los restantes, han estado y continuan estando en un periodo dinamico de desarrollo. Las antiguas ideas estan siendo reconsideradas, y se estan formulando nuevos conceptos. Para jugar un papel activo en el desarrollo de este campo, el ingeniero
debe conocer los fundamentos en los que se basa. Establecer estos fundamentos se convierte pues, en el objetivo ultimo de este libro. TABLA 1-4 Principales elementos de Ia gesti6n de aguas residuales y su relaci6n con el ingeniero Elemento Tarea del ingeniero Capitulo Origen de las aguas residuales Estimacion de los caudales residuales, evaluacion
de las tecnicas para su reduccion y determinacion de las caracterfsticas del agua residual. Proyecto de plantas para el tratamiento parcial de las aguas antes de su vertido ala red de alcantarillado (ligado principalmente a vertidos industriales. Proyecto de redes de alcantarillado para la evacuacion del agua residual generada en los diferentes
orfgenes. Proyecto de grandes alcantarillas (a menudo llamadas colectores o interceptores), estaciones de bombeo y conductos de impulsion para el transporte de las aguas residuales a las plantas de tratamiento y demas instalaciones para su procesado. Seleccion, analisis y diseflo de operaciones y procesos de tratamiento para conseguir unos
objetivos especificos de tratamiento relacionados con la eliminacion de los contaminantes del agua residual. Proyecto de instalaciones utilizadas para la evacuacion y reutilizacion del efluente tratado en medio acuatico y terrestre, asf como la evacuacion y reutilizacion de los fangos. Proyecto de instalaciones de recogida, tratamiento, evacuacion y
reutilizacion de las aguas residuales de residencias individuales y pequeflas comunidades. 2, 3 Control en origen (pretratamiento) Sistemas de recogida Transporte y bombeo Tratamiento (agua residual y fango) Evacuacion y reutilizacon Sistemas de pequeflo tamafloc b b 4-13, 15 12, 13, 16, 17 14 Aunque el diseiio de sistemas de pretratamiento para
las aguas industriales no se estudia especfficamente en este texto, sf son aplicables los principios que se estudian en los Capftulos 4-13. b No se estudia en este texto. Consultese la bibligraffa [5], texto de la misma colecci6n. ' Los sistemas de tamaiio reducido incluyen todos los elementos que aparecen en la tabla. a INGENIERIA SANITARIA: UNA
PANORAMICA 15 1.6 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS 1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. CORSI, R. L.; CHANG, D. P. Y.; ScHROEDER, E. D., y Qm, Q.: Emissions of Volatile and Potentially Toxic Organic Compounds From Municipal Wastewater Treatment Plants>>, presentado en Ia 80th Anual Meeting de Ia APCA, Nueva York, 21-26 de junio de 1987.
Federal Register: Standards for the Disposal of Sewage Sludge>>, 40 CFR Parts 257 and 503, 6 de febrero de 1989. LEVINE, A. D., TCHOBANOGLOUS, G., y AsANO, T.: Characterization of the Size Distribution of Contaminants in Wastewater: Treatment and Reuse Implications>>, Journal WPCF, vol. 57, num. 7, julio de 1985. METCALF & EDDY,
INc.: Ingenierfa Sanitaria: Tratamiento, Evacuaci6n Reutilizaci6n de Aguas Residuales, 2.a edici6n, McGraw-Hill, Barcelona, 1985. METCALF & EDDY, INC.: Ingenierfa Sanitaria: Redes de Alcantarillado y Bombeo de Aguas Residuales, McGraw-Hill, Barcelona, 1984. PARKER, D. S.: Wastewater Technology Innovation for the Year 2000>>, Journal of
Environmental Engineering, ASCE, vol. 114, num. 3, pags. 487-506, junio de 1988. U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY: Assessment of Needed Publicly Owned Wastewates Treatment Facilities in the United States, 1988 Needs Survey Report to Congress, EPA 430/09-89-001, febrero de 1989. U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION
AGENCY: Cost Estimates for Construction of Publicly Owned Wastewater Treatment Facilities, 1974 Needs Survey, Final Report to Congress, Washington, DC, 1975. U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY: Environmental Regulations and Technology, Use and Disposal of Municipal Wastewater Sludge, EPA 625/10-84-003, septiembre de
1984. U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY: National Water Quality inventory, 1986 Report to Congress, EPA 440/4-87-008, noviembre de 1987. U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY: Sludge Composting, Distribution and Marketing Requirements in the United States, 1986. La determinacion de los caudales de agua residual a
eliminar de una determinada poblacion es fundamental ala hora de proyectar las instalaciones para su recogida, tratamiento y evacuacion. De cara a la obtencion de un disefio adecuado a las necesidades, y de cara tambien ala minimizacion y equitativo reparto de los costes entre los diversos municipios agrupados para tratar conjuntamente sus
residuos, es preciso conocer datos fiables sobre los caudales que se quiere tratar. En aquellos casos en los que los datos sobre caudales sean escasos o inexistentes, es preciso estimarlos partiendo de otras fuentes de informacion que guarden estrecha relacion con los mismos, como puede ser el caso de los datos sobre consumo de agua. El objetivo de
este capitulo es desarrollar los principios basicos para establecer adecuadamente los caudales de aguas residuales que se generan en una comunidad. Los aspectos a considerar incluyen: (1) definicion de los componentes que constituyen el agua residual; (2) datos sobre abastecimiento y consumo de agua y su relacion con los caudales de aguas
residuales; (3) fuentes de generacion de aguas residuales y sus caudales; (4) analisis de los datos y (5) metodos para la reduccion de los caudales de aguas residuales. En cuanto a informacion sobre la determinacion de caudales para el disefio de redes de alcantarillado y la medicion de caudales de agua residual, se recomienda consultar el texto, de
esta misma coleccion, que aparece en la bibliograffa de este capitulo [6]. En el Capitulo 6 se analizan los metodos para la determinacion de caudales que se emplean en las plantas de tratamiento. 17 18 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES 1 La composicion de los caudales de aguas residuales de una comunidad depende del tipo de sistema de
recogida que se emplee, y puede incluir los siguientes componentes: 1. Agua residual domestica (o sanitaria). Procedente de zonas residenciales o instalaciones comerciales, publicas y similares. 2. Agua residual industrial. Agua residual en la cual predominan vertidos industriales. 3. Infiltraci6n y aportaciones incontroladas (I/I). Agua que entra tanto
de manera directa como indirecta en la red de alcantarillado. La infiltracion hace referencia al agua que penetra en el sistema a traves de juntas defectuosas, fracturas y grietas, o paredes porosas. Las aportaciones incontroladas corresponden a aguas pluviales que se descargan ala red por medio de alcantarillas pluviales, drenes de cimentaciones,
bajantes de edificios y tapas de pozos de registro. 4. Aguas pluviales. Agua resultante de la escorrent:fa superficial. Para la evacuacion de las aguas residuales y pluviales se emplean tres tipos de redes de alcantarillado: redes sanitarias, pluviales y unitarias. En los casos en los que se recoge por separado las aguas residuales (red sanitaria) y las
pluviales (red de pluviales), los caudales de aguas residuales estan compuestos por: (1) agua residual domestica, (2) agua residual industrial y (3) infiltraci6n y aportaciones incontroladas. En los casos en los que se emplea una unica red de alcantarillado (red unitaria), debemos afiadir las aguas pluviales a estos tres componentes. En ambos casos, los
porcentajes atribuibles a cada uno de los componentes dependen de las caracterfsticas particulares de la zona y de la epoca del afio. En las zonas dotadas de red de alcantarillado, la determinacion de los caudales se lleva a cabo, normalmente, a partir de series historicas o de datos obtenidos en aforos por medicion directa. Para las redes de nueva
construecion, los caudales correspondientes se obtienen del analisis de los datos de poblacion y las dotaciones de agua previstas, asi como a partir de estimaciones de los caudales de agua residual per capita en poblaciones de caracterfsticas similares. Estos aspectos se analizan con mayor extension mas adelante en este capitulo. LOS CAUDALES DE
AGUAS A LOS DATOS ABASTECIMIENTO En aquellos casos en los que no es posible medir directamente los caudales de aguas residuales y no se dispone de series historicas de los mismos, los datos CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES 19 sobre el abast~cimiento de agua ala comunidad pueden resultar de gran ayuda para estimar los caudales de
aguas residuales. En este apartado se estudianin las caracterfsticas de los datos de abastecimiento de agua, y de que manera pueden ser empleados para estimar los caudales de aguas residuales. Para aquellos casos en los que no se dispone tampoco de los datos de abastecimiento, se dan valores tfpicos de dotaciones segun el tipo de usuario,
aparatos domesticos e industriales, y la fracci6n del agua de abastecimiento que se convierte en agua residual, datos que pueden ser utiles para estimar el caudal de agua residual que genera una comunidad. Agua para uso Normalmente se suele dividir el uso publico del agua en cuatro categorfas: (1) uso domestico (agua para uso general y
sanitario); (2) uso industrial (no domestico); (3) servicio publico (extinci6n de incendios, mantenimiento de infraestructuras, y riego de espacios verdes) y (4) perdidas en la red y fugas. En la Tabla 2-1 se dan valores tfpicos per capita de estos usos. En esta secci6n tambien se hara hincapie en la importancia de clasificar los usos del agua de cara a
estimar los caudales de aguas residuales. TABLA 2-1 Valores tfpicos de los usos publicos de agua en los Estados Unidos a Caudal (1/hab dia) Uso Intervalo Media Porcentaje respecto al caudal medio Domestico Industrial (no domestico) Servicio publico Perdidas y fugas 150- 490 40- 380 20- 75 40- 150 225 265 40 95 36,4 42,4 6,0 15,2 250-1.095 625
100,0 a Bibliograffa [8]. Uso Domestico. El uso domestico del agua comprende el agua abastecida a zonas residenciales, comercios, instituciones y espacios recreacionales, y se mide a partir de contadores individuales. Los usos a los que se destina incluyen el agua que se bebe, la usada para limpieza, higiene, fines culinarios, evacuaci6n de residuos, y
regado de jardines y zonas verdes particulares. Basandose en los caudales medios que aparecen en la Tabla 2-1, se puede comprobar que se destina al uso domestico mas de una tercera parte de la dotaci6n de agua. 20 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Zonas Residenciales. El agua que se consume se emplea tanto para usos interiores, p.e.
lavabos y duchas, como para usos exteriores como lavar el cache o regar el jardfn. En la Tabla 2-2 se dan valores tfpicos para los usos interiores. En cuanto al consumo para usos exteriores, es dificil proporcionar valores tfpicos pues esta muy ligado a la irrigaci6n de espacios verdes, por lo cual varfa mucho en funcion de la situacion geografica, el
clima y la epoca del a:i'io. TABLA 2-2 Distribuci6n tfpica de los consumos interiores en residencias a, b Porcentaje del total Uso Bailer as Lavavajillas Grifos Duchas Retretes Perdidas en los retretes Lavadoras 8,9 3,1 11,7 21,2 28,4 5,5 21,2 100,0 " Adaptado de Ia bibliograffa [9]. Sin dispositivos para el ahorro en el consumo. b Comercios. El agua
consumida para fines higienicos y sanitarios depende en gran medida del tipo de actividad que se desarrolla (p.e. el consumo en una oficina comparado con el de un restaurante). En la Tabla 2-3 se proporcionan valores tfpicos para los consumos de agua para diferentes tipos de establecimientos comerciales. Para grandes consumidores como tuneles
de lavado y lavanderfas, deberfan hacerse cuidadosas estimaciones sabre los consumos actuales. TABLA 2-3 Establecimientos comerciales: Valores tfpicos de los consumos a Caudal (1/unidad dia) Usuario Unidad Intervalo Aeropuerto Apartamento Estaci6n de servicio Pasajero Persona Empleado Coche servido 15-20 380-760 30-60 380-760 Valor
tipico 15 380 50 40 CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES TABLA 2-3 21 (Cont.) Caudal (l/unidad dia) Usuario Unidad Pension Grandes almacenes Persona Lavabo Empleado Cliente Empleado Cliente Empleado Inquilino Inquilino Inquilino Lavadora Lavado Empleado Usuario Hotel Albergue Motel Motel con cocina Lavanderia (self-service) Oficina Lavabos publicos
Restaurante (incluido lavabo) Convencional Comida nipida Bar Centro comercial Cine Convencional Autocine Intervalo Valor tipico 95-190 1.515-2.270 30-50 150-225 30-50 110-190 95-150 95-225 1.515-2.460 170-210 30-75 10-20 150 2.100 40 190 40 150 140 150 2.100 190 55 15 Cliente Cliente Cliente Asiento Aparcamiento Empleado 30-40 10-30
5-15 55-95 5-10 30-50 35 20 10 75 8 40 Butaca Coche 5-15 10-20 10 15 Adaptado de Ia bibliograffa [7] y [8]. lnstituciones. El agua que se consume en hospitales, colegios y residencias se mide normalmente en base a alguna medida del tamafio y servicio que se presta (p.e. medidas por estudiante o por cama). En un colegio, por ejemplo, el consumo
sera muy diferente del consumo normal si se trata de un internado. En la Tabla 2-4 se proporcionan valores representativos de los consumos de agua en este tipo de instalaciones. TABLA 2-4 lnstituciones: Valores tfpicos de los consumos a Caudal (l/unidad dia) Usuario Unidad Intervalo Valor tipico Sala de actos Hospital medico Asiento Cam a
Empleado 5-15 490-1.000 20-50 10 550 40 22 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 2-4 (Cont.) Caudal (Jllmidad dia) u~mario Unidad Intervalo Hospital psiquiatrico Cama Empleado Reclus a Empleado Residente Empleado 300-570 20-50 300-570 20-50 20-450 20-50 450 40 450 40 340 40 Estudiante Estudiante Estudiante Estudiante 55-110
40-75 20-50 190-380 95 55 40 280 Prision Asilo Colegio, diurno Con cafeteria, gimnasio y duchas Solo con cafeteria Sin cafeteria ni gimnasio Colegio, internado Valor tipico " Adaptado parcialmente de la bibliograffa [7] y [8]. TABLA 2-5 Espacios recreacionales: Valores tfpicos de los consumosa,b Caudal (1/unidad dia) U1mario Unidad Intervalo Valor
tipico Apartamento, zona turfstica Bolera Campamento Excursionista Para nifios, lavabos comunitarios De dia, sin comidas De dia, con comidas De lujo, baiio privado Caravana, roulotte Zona de acampada, desarrollada Club de campo Persona Pista 190-265 570-950 225 760 Persona Persona Persona Persona Persona Caravana Persona Socia presente
Empleado Persona Visitante Visitante Cliente Empleado Visitante 55-110 130-190 40-75 30-70 280-380 280-570 75-150 225-470 40-55 75-170 5-7 20-40 20-55 30-55 15-30 95 170 55 50 320 470 115 380 50 130 10 30 40 40 20 Dormitorio, barracon Recinto ferial Zona de picnic, con lavabos Piscinas y playas Centro de visitas " Adaptado parcialmente de
la bibliograffa [7] y [8]. b Salvo que se especifique expresamente, se supone que las instalaciones estan dotadas de suministro de agua, retretes y lavabos CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES 23 Espacios recreacionales. Instalaciones tales como piscinas, boleras, campings, centros turfsticos y clubes de tenis o golf incluyen usos del agua de muy
diversa indole. En la Tabla 2-5 se proporcionan valores tipicos para los diferentes usos. Uso Industrial. La cantidad de agua con que los municipios abastecen a las industrias para su uso en los diferentes procesos de producci6n presenta una gran variabilidad. Las industrias grandes consumidoras de agua, como las refinerias, las qufmicas y las
conserveras, suelen abasteceerse al margen de las redes publicas de abastecimiento de agua. En cambio, industrias cuyas necesidades y consumos son bastante menores, como las dedicadas a productos de tecnologfa, sf se abastecen a traves de las redes publicas. En la Tabla 2-6 se ofrecen datos sobre los consumos que cabe esperar de las industrias
en funci6n de los diferentes procesos que se llevan a cabo. En la pnictica, debido a que los usos industriales del agua son muy variados, es conveniente estudiar con detenimiento tanto el origen del agua utilizada como los residuos producidos. TABLA 2-6 lndustrias: Valores tfpicos de los consumos Industria Conservera J udias verdes Melocotones y
peras Otras frutas y verduras Quimica Amoniaco Di6xido de carbono Lactosa Azufre Alimentaria y bebidas Cerveza Pan Envasado de carne Productos hicteos Whisky Pasta y papel Pasta Papel Textil Blanqueado Tinte a b Peso en vivo. Algod6n. Caudal (m3/ton producto) 45-65 14-18 4-32 90-270 51-80 545-725 7-9 9-15 2-4 15-20 a 9-20 50-70 225-720
110-140 180-270 b 25-50 24 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Servicio y de El agua destinada a los servicios publicos representa el menor de los componentes del uso publico del agua, e incluye el abastecimiento de los edificios publicos, las bocas de incendios, la irrigacion de espacios verdes municipales, y el mantenimiento de infraestructuras.
En este ultimo termino englobamos diversos usos del agua como la desinfeccion de depositos y conducciones y las descargas de limpieza en tomas de agua, conducciones y redes de alcantarillado. Solo una pequefia parte del agua empleada para estos usos llega a la red de alcantarillado, excepto en el caso de los edificios publicos. Perdidas en Ia y
Con este termino englobamos los usos y conexiones no autorizados, las lecturas y calibraciones incorrectas de los contadores, los contadores mal dimensionados y los sistemas de control inadecuados. Las fugas se producen como consecuencia del envejecimiento de la red, calidad de los materiales de construccion y falta de mantenimiento. Como
resultado de todos estos factores las perdidas en la red alcanzan valores de entre el 10 y el 12 por 100 de la produccion para los sistemas de distrubucion mas modernos (menos de 25 afios) y entre ellS y el 30 por 100 en los sistemas mas antiguos. En el caso de pequefias redes de distribucion, estos valores pueden llegar a alcanzar el 50 por 100 de la
produccion. Entre el 40 y el 60 por 100 de estas perdidas son atribuibles a errores en los contadores [1]. Es por ello que aunque los datos sobre abastecimiento y consumo pueden ser de utilidad para estimar los caudales de aguas residuales, debemos verificarlos cuidadosamente. Estimaci6n del consumo de a de los de abasteciLas entidades que
gestionan el abastecimiento de agua de los diferentes municipios y comunidades guardan en sus archivos informacion de naturaleza diversa. Esta informacion incluye normalmente los datos sobre la cantidad de agua demandada o producida incorporada a la red de distribucion (a menudo Hamada consumo), y datos sobre el agua realmente utilizada.
Es importante observar que en la realidad se consume menos agua de la suministrada a la red. La diferencia entre ambos valores representa la cantidad de agua perdida (perdidas en la red) o no contabilizada en los sistemas de distribucion, a la que hay que afiadir la cantidad de agua utilizada para diversos servicios publicos, que pueden no disponer
de contadores. Por ello es necesario conocer los datos reales de agua consumida si se pretende emplear los datos de abastecimiento como base para la obtencion de los caudales de aguas residuales. No debemos incluir como agua consumida la correspondiente a los consumos no autorizados y las fugas, puesto que es agua que no se recoge en la red
de alcantarillado. En el Ejemplo 2-1 se analizan datos de archivos municipales para determinar el consumo y las perdidas y fugas en una red de distribucion. Ejemplo 2=1. Estimaci6n del consume de agua a de los datos del abastec:imiento de agua. Una compafiia de distribuci6n abastece agua de un pozo a una pequefia comunidad de 147
consumidores. Se dispone de los registros de datos CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES 25 del agua bombeada ala red. Recientemente, la compafiia ha instalado contadores en las conexiones de todos los consumidores, y se han obtenido los siguientes datos: Abastecimiento (m3/mes) Factnraci6n (m3/mes) Mayo Junio Julio 1.414,1 1.421,0 1.407,6
1.033,6 1.104,3 1.086,3 Media (m 3 /dfa) 46,116 35,046 Mes A partir de los datos de abastecimiento, determinar la cantidad de agua consumida y las perdidas de la red de distribucion. De acuerdo con los datos urbanfsticos, en la zona de estudio se considerani una poblacion de 2,43 personas por consumidor. Solucion 1. Determinacion del consumo
medio diario por habitante. Se realiza a partir de los datos de las facturaciones, pues son las medidas del agua realmente consumida. Consumo diario = 35,046 1/dia (147 consumidores) (2,43 personasjconsumidor) ~~~~~~~~~~'--~~~~~~~~- = 98 1/hab dia 2. Determinacion de las perdidas como la diferencia entre el agua suministrada y el agua
realmente consumida. Perdidas en la red= = (46,116 - 35,046) x 100% , 46 116 24% Comentarios. En muchos casos es preciso revisar los datos correspondientes a las mediciones de los contadores puesto que suelen ser responsables, en gran parte, de las perdidas computadas en la red de abastecimiento. Cuando se producen diferencias importantes
entre la produccion y el consumo como en el ejemplo propuesto, es conveniente analizar las posibles causas. Esto es debido a que si no se tiene en cuenta el valor de las perdidas al analizar los datos de abastecimiento, los valores que se obtienen para los consumos pueden distar bastante de la realidad. Consumo de agua diversos aparatos domesticos.
En la Tabla 2-7 se especifican valores tipicos de los consumos para algunas aplicaciones y aparatos domesticos. A pesar de que los valores pueden variar considerablemente, pueden ser de utilidad en el caso de que no se disponga de datos mas precisos. 26 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 2-7 Valores tfpicos de los caudales de diversos
aparatos domesticos a Aparato/actividad Unidad Intervalo Valor tipi.co Lavadora automatica Lavavajillas automatico Barrera Fuente de caudal continuo (para beber) Lavavajillas industrial: Tipo cinta transportadora, a 100 kN/m 2 Tipo rejilla estacionaria, a 100 kN/m 2 Manguera de incendios, 38 mm, 13 mm en boquilla, 20 m de carga Manguera de
incendios, 38 m de carga, 19 mm Triturador de basura, uso domestico Manguera de jardfn, 16 mm, 8, de carga Manguera de jardfn, 19 mm, 8 m de carga Aspers or Aspersor para cesped, 28 m 2 , 2,5 em Lavabo Retrete, valvula de descarga discontinua, a 170 kN/m 2 Retrete, con cisterna 1/lavado 1/ciclo 1/baflo 1/min 75-190 15-40 75-115 4-8 115 20
90 4 1/min 1/min 15-20 20-35 18 30 a 1/min 1/min 1/pers dfa 1/min 1/min I/min 1/semana 1/uso 1/min 1/uso 130-150 30-45 2-4 10-15 15-20 4-11 5.700-7.200 3-8 75-115 15-20 140 38 3 13 18 8 6.800 5 95 18 Adaptado parcialmente de Ia bibliograffa [7]. Variaciones en los usos agua Establecer una comparaci6n directa entre los registros de
abastecimiento de diferentes municipios o comunidades suele conducir a errores. En algunos municipios, grandes cantidades de agua dedicadas a usos industriales se obtienen de fuentes privadas, mientras que en otros municipios las industrias se abastecen de las redes dde distribuci6n publicas. Ademas, como se ha comentado anteriormente, las
perdidas y fugas tambien varian bastante. En este apartado se analizan otros aspectos que tienen influencia en la variabilidad en el uso del agua. Factores que afectan al uso publico del agua. El clima, el tamafio de la comunidad, la densidad, el nivel econ6mico, la economia del agua, la fiabilidad y calidad del servicio y el grado de implantaci6n de
contadores en la red son factores que afectan al uso publico del agua. Clima. Factores climaticos tales como las temperaturas y las precipitaciones pueden afectar de manera considerable a los valores de los consumos. Debido fundamentalmente al aumento en las necesidades de riego, el consumo CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES 27 se maximiza
en epocas secas y con altas temperaturas. Los ciclos ecologicos tambien pueden afectar a los consumos, y son diferentes para las distintas zonas geognificas. Tamano de Ia comunidad. No afecta tan solo a los valores de consumo por habitante sino tambien a los consumos maximos. Los consumos presentan mayores variaciones respecto al consumo
media cuanto menor es el tamafto de la comunidad, apareciendo maximos y minimos mas acusados. Densidad. La densidad, en cuanto ala estructura de la viviendas (unifamiliares, comunidades de vecinos y apartamentos), influye tanto en los consumos para uso interior como en los consumos para uso exterior. Las viviendas unifamiliares suelen tener
mas aparatos consumidores de agua, como lavadoras y lavavajillas, que los apartamentos. En cambio, las necesidades de agua para consumo exterior suelen ser menores en los bloques de apartamentos y comunidades de vecinos que en las viviendas unifamiliares, principalmente a causa de las menores necesidades de riego. Nivel econ6mico. El nivel
economico y adquisitivo de una comunidad tambien afecta al consumo de agua, y en consecuencia al caudal de agua residual que genera. El consumo de agua y el caudal de agua residual son mayores cuanto mayor es el nivel de vida, aumento que puede ser debido, en parte, al mayor uso de aparatos que consumen agua como lavadoras, lavavajillas o
trituradores de basura [2]. Fiabilidad y calidad serviCIO. Un serv1c10 de calidad y que sea fiable favorece el consumo de agua. Un servicio pobre, en terminos de escasez o falta de presion en periodos secos, de mal sabor o con alto contenido en minerales, puede derivar en un menor consumo de agua. Economfa del agua. La economfa del agua se
puede dar de diferentes maneras: (1) la introduccion de restricciones en casas de emergencia, como las sequfas, para conseguir una reduccion del consumo a corto plazo, o (2) la implantacion de programas de actuacion de largo alcance para conseguir la reduccion permanente del consumo, mediante la instalacion de dispositivos que economicen el
consumo. En casos de emergencia, puede ser necesario reducir el consumo tanto voluntaria como obligatoriamente para el mejor aprovechamiento de recursos afectados por periodos de sequfa. Este es, por ejemplo, el caso de algunas zonas de Oakland (California), en las que las medidas para economizar el uso del agua consiguieron reducir el
consumo entre el 25 y el 35 por 100 durante la sequfa de los aftos 1977 y 1978 [3]. La mayor parte de esta reduccion se consiguio limitando el uso del agua para cubrir necesidades exteriores. Es de esperar que en el futuro aumente considerablemente la instalacion de dispositivos que reduzcan el consumo. Muchas de las normativas de construccion
locales que existen en la actualidad especifican la instalacion obligatoria de inodoros con caudales reducidos. 28 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES De cara a la estimaci6n de los caudales de aguas residuales a partir de los datos de consumo, es de particular importancia el efecto de la economia en los usos interiores del agua. En el apartado 2-5
se analiza detalladamente la influencia que tiene en este sentido la instalaci6n de dispositivos que reduzcan el consumo y, consecuentemente, los caudales de aguas residuales generados. El nivel de ahorro en el consumo que se consigue en la realidad depende del nivel de implantaci6n, a gran escala, de las medidas establecidas para la economfa del
agua. Para mayor informacion sabre la efectividad de los programas especfficos para la reducci6n del consumo, puede ser util consultar la bibliograffa que se propane al final de este capftulo [9]. ~"""""'~ de servicio dotadas de contadores. El cobra a los usuarios de redes de distribuci6n dotadas con contadores se lleva a cabo normalmente en
funci6n del agua consumida. En las redes en las que no existen contadores, se cobra una cantidad fija independientemente de la cantidad de agua utilizada. El hecho de introducir contadores y hacer las facturas en base a tarifas prefijadas evita de manera indirecta el despilfarro por parte de los usuarios de la red, tendiendo a reducir el consumo. En
las redes de distribuci6n dotadas con contadores, las perdidas y los malgastos suponen entre el 10 y el 20 por 100 de la dotaci6n del sistema, mientras que en redes no dotadas de contadores suponen porcentajes mayores (alrededor del 30 por 100). Fluctuaciones en el consumo de Aunque es importante conocer los consumos medias, es igualmente
importante disponer de datos sabre las fluctuaciones en el consumo. En la Tabla 2-8 se proporcionan datos respresentativos de estas fluctuaciones. El consumo maximo se presenta en dos situaciones diferentes: en los meses de verano, para satisfacer las necesidades de riego de calles y jardines, y en invierno, epoca en la que se hace circular grandes
cantidades de agua para evitar que se hielen conducciones y tuberfas. TABLA 2-8 Fluctuaciones tfpicas del agua en abastecimientos municipalesa Porcentaje respecto a la media anual Media diaria en el mes maximo Media diaria en la semana: maxima Maximo diario Maximo horario a b Bibliograffa [8]. 1,5 X maximo diario. Intervalo Valor tipico 110-
140 120 140 180 120-170 160-220 225-320 270b CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES 29 Las variaciones horarias en el consumo de agua tambien tienen un papel importante en relacion con los caudales de aguas residuales que se generan. Por lo general, la curva de descarga de las alcantarillas es muy parecida a la curva de consumo, pero con un
retraso de algunas horas. En algunos lugares, las industrias utilizan grandes cantidades de agua procedentes de fuentes de suministro privadas, y que se vierten a las redes de alcantarillado publico en horario laboral. Esto tiende a provocar que el caudal punta de aguas residuales sea mayor que el caudal derivado de la fluctuacion normal del
abastecimiento municipal de agua. Debido a que las aguas residuales estan constituidas principalmente por agua utilizada, es preciso hacer una estimacion de la proporcion del agua abastecida que llega a las alcantarillas. Una parte importante del agua abastecida no llega a la red de alcantarillado, ya sea por su uso en procesos de produccion,
irrigacion de espacios verdes, mantenimiento de infraestructuras, apagado de incendios, o porque corresponda a perdidas y fugas o usuarios no conectados a la red de recogida. Entre el 60 y el 85 por 100 del consumo por habitante se convierte en agua residual. Si no se tiene en cuenta el papel que desempefian tanto la infiltracion como las
aportaciones incontroladas, se pueden obtener estimaciones satisfactorias de los caudales de aguas residuales mediante la aplicacion de porcentajes adecuados a los datos de abastecimiento. Sin embargo, una infiltracion excesiva, las aguas pluviales y el agua obtenida de fuentes particulares suministrada a determinadas industrias pueden hacer que
los caudales de aguas residuales superen los registros de abastecimiento de la red publica. Excluyendo la contribucion de las aguas pluviales y suponiendo que no se produzcan variaciones considerables en los usos industriales del agua, la relacion entre agua abastecida y agua residual generada no varia demasiado de un afio para otro en
comunidades con redes de alcantarillado bien disefiadas. En esta seccion se proporciona informacion relativa a como estimar los caudales medios de agua residual de origen domestico e industrial, asi como los derivados de la infiltracion y las aportaciones incontroladas. Tambien se facilita informacion acerca de las posibles variaciones en estos
caudales, variaciones que deben establecerse antes de proyectar la red de alcantarillado y las instalaciones de tratamiento. 30 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Origen y caudales de residuales domesticas aguas Las zonas residenciales y los centros comerciales constituyen las pricipales fuentes de generaci6n de aguas residuales domesticas,
aunque tambien debe tenerse en cuenta la importante contribuci6n que representan los edificios institucionales y los espacios recreacionales. Mas adelante se proponen metodos para estimar los caudales para instalaciones que se van a construir en el futuro, mientras que para las existentes es conveniente disponer de medidas tomadas mediante
campafias de aforos directos. Los caudales para asentamientos de pequefio tamafio (menos de 1.000 habitantes) pueden variar considerablemente con respecto a los estimados para poblaciones mas grandes, raz6n por la cual son objeto de un estudio mas detallado en el Capitulo 14. Zonas residenciales. En muchas zonas residenciales, la
determinacion de los caudales de aguas residuales suele hacerse en base a la densidad de poblaci6n y a la contribuci6n a las aguas residuales por habitante, empleando valores tipicos como los que aparecen en la Tabla 2-9. En grandes barrios residenciales resulta aconsejable realizar las estimaciones en funci6n de la superficie que ocupan y las
densidades de poblaci6n previstas. En caso de que sea posible, es conveniente basarse en datos reales de zonas residenciales de caracteristicas similares. TABLA 2-9 Zonas residenciales: Caudales de agua residual tfpicos a Caudal (1/unidad dia) Fuente Unidad Intervalo Valor tipico Apartamento Alto standing Nivel medio Persona Persona 132-280
198-300 190 245 Hotel Cliente 115-210 170 Residencia individual Vivienda media Vivienda clase alta Vivienda de lujo Vivienda antigua Segunda residencia Persona Persona Persona Persona Persona 170-340 225-380 280-570 115-225 95-190 265 300 360 170 150 Motel Con cocina Sin cocina Unidad Unidad 340-680 285-570 380 360 Zona caravaning
Persona 115-190 150 " Adaptado parcialmente de Ia bibliograffa [7]. CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES En el pasado, los estudios de crecimiento de la poblaci6n que se empleaban para la estimaci6n de los caudales de aguas residuales eran a menudo responsabilidad del ingeniero, pero hoy en dfa estin disponibles en los diferentes organismos de
planificaci6n del territorio locales, regionales y estatales. En caso de no estar disponibles estos datos, puede consultarse la bibliograffa que se propane al final del capitulo para informacion acerca de los metodos que se emplean para determinar el crecimiento de la poblaci6n [5]. Zonas comerciales. Los obtenci6n de los caudales de agua residual que
se generan en las zonas comerciales se basa normalmente en la comparaci6n con datos de zonas existentes o de futura implantaci6n, y suelen expresarse en m 3 jha d. Los valores tfpicos para las zonas comerciales oscilan entre los 7.5 a 14 m 3 /ha d. Debido a esta gran variabilidad, no deberfan escatimarse esfuerzos en la busqueda de datos
referentes a instalaciones similares. Para determinados centros comerciales, las estimaciones pueden hacerse a partir de los datos de la Tabla 2-10. TABLA 2-10 Establecimientos comerciales: Caudales de aguas residuales tfpicos a Caudal (m3/unidad dia) Fuente Unidad Aeropuerto Estaci6n de servicio Bar Grandes almacenes Hotel Edificio industrial
(solo aguas sanitarias) Lavanderfa (self-service) Oficina Restaurante Centro comercial a Intervalo Valor tipico Pasajero Coche servido Empleado Cliente Empleado Lavabo Empleado Cliente Empleado 8-15 25-50 35-55 5-20 40-60 1.500-2.250 30-45 150-210 25-50 11 40 45 10 50 1.900 40 180 40 Empleado Lavadora Lavado Empleado Comida
Aparcamiento Empleado 25-60 1.700-2.500 170-210 25-60 8-15 4-8 25-50 50 2.100 190 50 10 8 40 Adaptado parciahnente de Ia bibliograffa [2]. Centros institucionales. En la Tabla 2-11 se ofrecen datos sobre los caudales de agua residual, fundamentalmente domestica, que se generan en instituciones publicas. Es conveniente hacer notar, de nuevo,
que los valores varian 32 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES considerablemente en funcion de la region, el clima, y el tipo de institucion. De cara al proyecto de instalaciones, la mejor fuente de informacion es siempre la de centros existentes de similares caracteristicas. TABLA 2-11 Centros institucionales: Caudales de agua residual tfpicos a
Caudal (m3/unidad dia) Fuente Unidad Intervalo Valor tipico Hospital medico Cama Empleado Cam a Empleado Recluso Empleado Residente 470-900 20-55 285-530 20-55 285-570 20-55 190-455 625 40 380 40 435 40 320 Estudiante Estudiante Estudiante Estudiante 55-115 40-75 20-65 190-380 95 55 40 285 Hospital psiqui:Hrico Prision Asilo
Colegio, diurno Con cafeteria, gimnasio y duchas Solo con cafeteria Sin cafeteria ni gimnasio Colegio, internado " Adaptado parcialmente de Ia bibliograffa [2]. Espacios y centros de recreo. Los caudales que se generan en este tipo de instalaciones varian de manera muy acusada en funcion de la epoca del afio, dado que su actividad es marcadamente
de temporada. En la Tabla 2-12 se dan datos sobre los caudales de aguas residuales que se generan en esta clase de centros. y industriales Los caudales de aguas residuales no domesticas generadas en las diferentes industrias dependen del tipo y tamafio del centro industrial, el grado de reutilizacion del agua y el pretratamiento que se de al agua
utilizada, en el caso de que exista pretratamiento alguno. Con el empleo de tanques de retencion y regulacion es posible hacer frente a las frecuentes puntas de los caudales. Para zonas industriales en las que no se empleen procesos humedos, los valores tfpicos de proyecto de los caudales se situan en el intervalo de 9 a 14 m 3 /ha d para zonas de
escaso desarrollo industrial, y en torno a los 14 a 28 m 3 /ha d para zonas con un desarrollo industrial medio. En aquellos casos en los que se conozca perfectamente la naturaleza de la actividad industrial que se desarrolla, se pueden emplear los valores de la Tabla 2-6. Para las industrias en CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES 33 TABLA 2-12
Centros de recreo: Caudales de aguas residuales tfpicos a Caudal (m3/unidad dia) Usuario Unidad Intervalo Valor tipico Apartamento, zona turfstica Refugio, zona turfstica Cafeteria Persona Persona Cliente Empleado Persona Asiento Socio presente Empleado Persona Por comida Persona Cliente Cliente Empleado Usuario Empleado Butaca Visitante
190-265 30-190 4-10 30-45 75-150 45-95 225-490 40-55 40-55 15-40 75-190 150-225 4-15 30-45 20-45 30-45 8-15 15-30 225 150 8 40 115 75 380 50 50 26 150 190 11 40 40 40 10 20 Zona de acampada, desarrollada Bar Club de campo . Campamento de dfa, sin comidas Corned or Dormitorio, barrac6n Hotel, zona turfstica Tienda, zona turfstica
Piscina Cine Centro de visitas " Adaptado parcialrnente de Ia bibliograffa [7]. las que no se reutiliza internamente el agua, podemos asumir que entre el 85 y el 95 por 100 del agua empleada en los diversos procesos se convierte en agua residual, mientras que en las grandes industrias con sistemas de reutilizaci6n de agua es preciso llevar a cabo
estudios mas detallados. En cuanto a la contribuci6n de las industrias a los caudales de aguas residuales domesticas, esta se situa en valores del orden de 30 a 95 L/hab d. lnfiltraci6n y aportaciones En la Figura 2-1 se ilustran los caudales que se recogen en la red de manera incontrolada, infiltraci6n y conexiones incontroladas, y que se definen de la
siguiente manera: Infiltraci6n. Agua que entra en la red de alcantarillado a traves de tuberias defectuosas, juntas, conexiones entre elementos de la red y paredes de los pozos de registro. Aportaciones permanentes. Agua proviniente del drenaje de s6tanos y cimentaciones, circuitos de refrigeraci6n y drenaje de zonas pantanosas y manantiales. Este
tipo de aportaciones permanentes pueden ser medidas e incluidas como parte de la infiltraci6n. 34 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Period a 1icipitaciones Caudales by-pasados o aliviados medidos o estimados Caudal total de aguas residuales I "' u"' ""0 :::J I Curva de caudales de agua residual tfpica en tiempo seco, obtenida antes de las
precipitaciones 2 3 Caudales 4 5 Tiempo, en dfas FIGURA 2-1 ldentificaci6n grafica de Ia infiltraci6n y las aportaciones incontroladas. Aportaciones directas. Incluyen las aportaciones de la escorrentia superficial a la red sanitaria, circunstancia que provoca el aumento casi instant:ineo de los caudales de agua residual. Los posibles origenes son los
bajantes de edificios, drenajes de terrazas y patios, tapas de pozos de registro, alcantarillas unitarias, y conexiones incorrectas entre alcantarillas de pluviales y de aguas residuales. Total de aportaciones incontroladas. La suma de las conexiones directas en cualquier punto de la red y la suma de todos los caudales recogidos en la red aguas arriba de
ese punto, ya sea gracias a desbordamientos, bypasses de estaciones de bombeo o similares. Aportaciones retardadas. Aguas pluviales cuyo drenaje e incorporaci6n a la red de alcantarillado se produce al cabo de algunos dfas despues de las precipitaciones. En este apartado se pueden incluir las descargas de los sistemas de bombeo para el drenaje
de s6tanos y la filtraci6n de agua en los pozos de registro de zonas anegadas. Las enmiendas introducidas en el Water Pollution Control Act en 1972 fueron las que propiciaron el interes en la definicion e identificaci6n tanto de la infiltraci6n como de las aportaciones incontroladas, puesto que convirtieron en requisito indispensable para la obtenci6n
de subvenciones federales para la construcci6n de instalaciones de tratamiento de aguas residuales la demostraci6n de que las redes de alcantarillado disefiadas no presentaban problemas relacionados con este tipo de aportaciones. Para decidir si resulta mas rentable CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES 35 la reparacion y adecuacion de las redes
de alcantarillado para evitar la infiltracion y las aportaciones incontroladas 0 bien dimensionar para caudales mas grandes, es preciso llevar a cabo analisis que contemplen tanto el coste como la efectividad de la actuacion. AI corregir y reducir la infiltracion y las aportaciones incontroladas sellando la red de alcantarillado, se obtienen mejoras en el
servicio y beneficios para ala comunidad como la desaparicion de los problemas de acumulacion de aguas residuales y desbordamiento de las conducciones, mejora en la efectividad de las instalaciones de tratamiento, y mejor aprovechamiento de la capacidad hidraulica de la red. En el texto de esta misma coleccion que se propane en la bibliograffa
de este capitulo [6], se analiza detalladamente los procedimientos para estudiar el problema de la infiltracion y las aportaciones incontroladas, y se incluye un ejemplo de analisis coste-efectividad. En este apartado tambien se estudiara el problema del exceso de infiltracion y aportaciones incontroladas puesto que ambos terminos tienen efectos
importantes en la determinacion de los caudales en las plantas de tratamiento. Para mayor informacion al respecto, consultese la bibliografia que se propane al final del capitulo [12]. lnfiltraci6n en las alcantarillas. Parte de las aguas pluviales discurre rapidamente por las alcantarillas pluviales y otros tipos de conducciones de desagtie, parte se
evapora, y el resto se infiltra en el terreno convirtiendose en agua subterranea. La proporcion de agua que se infiltra depende de la naturaleza de la superficie, las caracteristicas del suelo, y de la cantidad y distribucion de las precipitaciones segun las estaciones. Toda reduccion en la permeabilidad del terreno, ya sea por la presencia de edificios y
calzadas o por heladas, se traduce en un aumento de la escorrentfa superficial y una reduccion en las posibilidades de infiltracion de las aguas pluviales. En terrenos muy impermeables o con subsuelos muy densos la cantidad de agua infiltrada puede resultar inapreciable, mientras que en terrenos arenosos, en los que el agua fluye con mayor
facilidad, el agua infiltrada puede llegar a suponer entre el 25 y el 30 por 100 de las precipitaciones. La infiltracion de agua procedente de rios y otros cuerpos de agua puede afectar al nivel freatico de las zonas proximas, provocando continuas subidas y bajadas en el mismo. Los niveles freaticos altos pueden provocar infiltraciones en las
alcantarillas, circunstancia que aumenta la cantidad de agua residual y coste de evacuacion. Esta infiltracion de agua subterranea puede tomar valores de entre 0,0094 y 0,94 m 3 /d mm km e incluso superiores. Los milfmetros-kilometros (mm km) de una red de alcantarillado se obtienen como la suma de los productos de los diametros de las
conducciones (en mm) por sus longitudes correspondientes (en km). Dicho de otra manera, la infiltracion puede tomar valores entre los 0,2 y los 28m 3 jha d. En las epocas de lluvias intensas, cuando puede entrar agua en la red a traves de las tapas de los pozos de registro y pueden producirse aportaciones incontroladas ademas de la infiltracion
propiamente dicha, se pueden alcanzar valores de hasta 470 m 3 /ha d. El agua que resulta de la infiltracion y las aportaciones incontroladas es una componente variable de las aguas residuales, y depende de la calidad de los materiales y mano de obra empleados en la construccion de las alcantarillas y las conexiones a los edifi- 36 INGENIERIA DE
AGUAS RESIDUALES cios, asf como del tipo de mantenimiento y de la altura del nivel freatico en relaci6n a la ubicaci6n de la red de alcantarillado. En una comunidad, las primeras conducciones de alcantarillado se colocan normalmente en los valles, cerca de los cursos de agua e incluso, en algunos casos, por debajo de los lechos de los mismos.
Como consecuencia de ello estas conducciones pueden recibir grandes cantidades de agua filtrada de aguas subterraneas comparado con las alcantarillas contruidas mas tarde a cotas superiores. Cuanto mayor es la relaci6n entre la superficie edificada o pavimentada de una comunidad respecto de la superficie total de la misma, mayor es la
proporci6n de agua pluvial que fluye rapidamente hasta las redes de pluviales y cursos de agua y menor la proporci6n de agua que se infiltra en el terreno y que puede introducirse en la red sanitaria. La intensidad y la cantidad de agua infiltrada depende de la longitud de las alcantarillas, del area servida, de las condiciones topograficas y del terreno,
y hasta cierto punto de la densidad de poblaci6n, pues de ella depende el numero y longitud total de conexiones a las casas. A pesar de que la altura del nivel freatico depende en gran medida de las precipitaciones, es frecuente que las perdidas debidas a uniones defectuosas, porosidad del hormig6n y existencia de grietas hayan hecho descender el
nivel freatico hasta el nivel de la alcantarilla. La mayoria de las alcantarillas construidas durante la primera mitad de este siglo tenian juntas de mortero de cemento o juntas hechas con mezclas bituminosas aplicadas en caliente. Los pozos de registro eran normalmente de fabrica de ladrillo. El deterioro de las juntas (tanto entre tuberias como entre
tuberfas y pozos de registro) y de los recubrimientos de impermeabilizaci6n de las obras de fabrica ha hecho que estas redes antiguas tengan un alto potencial de infiltraci6n. En el disefio moderno de alcantarillas se ha reducido notablemente la infiltraci6n gracias al uso de tuberias de alta calidad, pozos de registro prefabricados y juntas de aro de
goma u otros materiales sinteticos. Todo parece indicar que la implantaci6n de estos y otros materiales mas modernos favorecera un descenso en el ritmo de crecimiento de la infiltraci6n en el tiempo respecto del observado en las conducciones antiguas. incontroladas a las alcantarillas. Como ya se ha comentado antes, las aportaciones permanentes
se incluyen como parte de la infiltraci6n medida. Las aportaciones directas, por su parte, pueden provocar aumentos instantaneos en los caudales que circulan por la red sanitaria. En el Ejemplo 2-2 se muestra el efecto de las aportaciones incontroladas sobre los caudales punta que hay que tratar en las plantas de tratamiento. Ejemplo 2-2. Evaluaci6n
de las perdidas y las aportaciones incontroladas a partir de los caudales de agua residual. En una gran ciudad se han observado elevados caudales de agua residual durante la epoca humeda del afio. El caudal medio de agua residual correspondiente a la epoca seca del afio, en la que son despreciables el efecto tanto de la infiltraci6n como de las
aportaciones incontroladas, es de 128.000 m 3 /dfa. Durante la epoca humeda, en la que el nivel freatico es alto, el caudal CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES 37 media registrado fue de 240.000 m 3 /dfa, valor para el calculo del cual no se tuvieron en cuenta los dfas en los que se produjeron precipitaciones importantes. Durante la ultima tormenta
se obtuvieron datos de los caudales horarios tanto de los periodos de caudal punta como de los dfas inmediatamente posteriores a las precipitaciones, datos que se representan en la figura adjunta. Calcular la infiltraci6n y las aportaciones acumuladas, y determinar si la infiltraci6n es excesiva. Se considerara como excesiva infiltraci6n, de acuerdo
con los criterios de la agencia de regulaci6n local, valores por encima de los 0,752 m 3 /dfa mm km de alcantarilla. La red de alcantarillado tiene 270.000 mm-km. 760.000 570.000 .!!1 =2. 'E n; "0 :::> 3So.ooo u"' 0~-----------L------------L-------------L-------2 3 Tiempo, en dfas Soluci6n 1. Determinacion de la infiltraci6n y las aportaciones incontroladas
durante la epoca humeda. a) Debido a que la infiltraci6n es despreciable durante la epoca seca, podemos calcularla para la epoca humeda como el caudal punta menos el caudal base (correspondiente a la epoca seca del afio): Infiltraci6n = = b) (240.000 -128.000) m 3 /dfa 112.000 m 3 /dfa El valor de las aportaciones incontroladas horarias max1mas
se puede determinar gr::ificamente a partir de la figura adjunta como la diferencia entre en caudal maximo horario en tiempo humedo durante la tormenta, y el caudal correspondiente al dfa anterior a la tormenta, puesto que en ambas circunstancias podemos considerar como identica la contribuci6n de la infiltraci6n. En este caso, las aportaciones
incontroladas maximas tomanin el valor: Aportaciones incontroladas = = (680.000- 300.000) m 3 /dfa 380.000 m 3 /dfa 38 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES 2. Determinacion de si la infiltraci6n es o no excesiva. a) Calculo de la infiltraci6n como cociente entre el caudal calculado y los milfmetros-kil6metros de la red de alcantarillado. Infiltraci6n
b) 112.000 m 3 /dia 270.000 mm km =0,415 m 3 /dfa = -----'--- De acuerdo con el criteria de la agencia local de regulaci6n, la infiltraci6n que se registra en la red de alcantarillado no resulta excesiva. Comentario. En este ejemplo, el caudal punta durante la tormenta resulta ser 5,3 veces mayor que el caudal medio en tiempo seco. Tal y como se
comentani en el Capitulo 5, resulta un factor demasiado elevado para el tamafio de la red de alcantarillado. Puesto que las aportaciones acumuladas representan casi el 50 por 100 del caudal punta y obligan al aumento de la capacidad hidniulica de las plantas de tratamiento, es preciso tomar medidas encaminadas a reducirlas, para reducir la carga
hidniulica tanto de la red de alcantarillado como de las instalaciones de tratamiento. en los caudales de agua residual En este apartado se analizan brevemente las variaciones debidas a usos industriales, las variaciones a corto plazo, y las variaciones estacionales de los caudales de aguas residuales. La metodologfa de amilisis de los datos y definicion
de las variaciones de los caudales se estudian en el apartado 2.4. Va.ria.ciones a corto pla.zo. Los caudales de agua residual registrados en las plantas de tratamiento siguen aproximadamente una ley de variaci6n diaria como la que aparece en la Figura 2-2. En las primeras horas de la manana, en las que el consumo de agua es minimo, tambien son
mfnimos los caudales que se registran, caudales compuestos fundamentalmente por aguas infiltradas y pequenas cantidades de agua residual domestica. La primera punta se alcanza cuando llega a las plantas de tratamiento el agua correspondiente al consumo punta, a ultima hora de la manana. La segunda punta suele darse a ultima hora de la
tarde, entre las 19 y las 21 h, aunque depende tanto del tamano de la comunidad como de la longitud de la red de alcantarillado. Cuando son mfnimas las aportaciones externas e incontroladas a la red, las curvas de variaci6n de los caudales de aguas residuales son muy semejantes a las curvas de abastecimiento aunque presentan un retardo de
algunas horas. Salvo que se concentre en un dfa especffico de la semana el desarrollo de actividades con influencia sobre los caudales de agua residual, como lavar la ropa, las leyes de variaci6n de los caudales de agua residual son identicas para todos los dfas laborables de la semana. En la Figura 2-3 se representa graficamente la variaci6n tipica
semanal de los caudales de aguas residuales, tanto para periodos humedos como para perfodos secos. CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES 39 0,20 "' 0,15 ~ --"' ""0 ::l u"' 0,05 OL----L----~--~L_ 12M 4AM 8AM ___ L_ _ _ _L _ _~ 12N 4PM 8PM 12M Tiempo, en dfas FIGURA 2-2 Variaci6n horaria tfpica de los caudales de agua residual domestica. 0,20
Caudal diario 0,15 OL-----L-----~-----~-----L----~----~L---~ D L M X J v s FIGURA 2-3 Variaci6n diaria y semanal tfpica de los caudales de agua residual domestica. Variaciones estaciom.l.les. Las variaciones estacionales en los caudales de aguas residuales se hacen especialmente patentes en zonas turisticas, pequefias comunidades con colegios y
universidades, yen zonas en las que las actividades tanto comerciales como industriales se concentran en diferentes epocas del afio. La variaci6n que cabe esperar depende tanto de la actividad que se desarrolla como del tamafio de la comunidad. En la Figura 2-4 se 40 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES expone el caso de Lake Arrowhead
(California) como ejemplo de estas variaciones estacionales asf como de la influencia de las infiltraciones y las aportaciones acumuladas en los caudales observados. En el periodo estival, los caudales aumentan debido a la mayor ocupaci6n en centros recreacionales y turfsticos. La epoca del afio en la que se registran mayores caudales es en invierno y
principia de la primavera, debido a que sube el nivel de las aguas subtemineas y con el la cantidad de agua infiltrada. 0,20 0,15 ... ' ' " ' Q) ' " ro "'0 ::> l3 0,10 - .... .v/)"'" ..... / '' ' ' ... "" '' c . . . ' '' ' Dfa maximo ' :./ \1. QQ (I, ~ . q '' "' ... .,.,$~.. ' 11 ...\ . ,, ' ' tt. ' I$. ' ,./ ,u ' II \ 37,5 0,05 E "c 25 Q) ,;; Q) c 0 '() 12,5 ..g_ '() Q) 0,0 ' -
- _ _ _ _ J O , O E F MAMJ JASON D ct Mes FIGURA 2-4 Aportaciones pluviales y caudales de agua residual mensuales en Arrowhead (California). Variaciones Es diffcil predecir la distribuci6n en el tiempo de los caudales residuales de origen industrial, pues aunque las industrias suelen generar caudales aproximadamente constantes, estos pueden
variar notablemente si se produce el cierre temporal de una fabrica (descenso en los CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES 41 caudales) o se decide limpiar una instalacion o renovar el agua de los circuitos internos (aumento en los caudales). A pesar de que los cambios y modernizaci6n de los procesos internos pueden conducir a una reduccion de los
vertidos, la ampliacion y expansion industrial puede incrementarlos. En los casos en los que esten previstas instalaciones para el tratamiento conjunto de los residuos, debe prestarse especial atencion a la prevision de caudales de origen industrial tanto si el estudio corresponde a las industrias, como si corre a cargo de los servicios tecnicos
municipales o es encargado a un ingeniero consultor. Los vertidos industriales son especialmente problematicos en plantas de tratamiento de pequefio tamafio, en las que la capacidad de absorber descargas instantaneas es bastante limitada. Es necesario analizar con detenimiento, a partir de los datos disponibles, las caracterfsticas y variaciones de
los caudales de aguas residuales, pues afectan en gran medida al disefio hidraulico tanto de las redes de alcantarillado como de las instalaciones de tratamiento. En la red de alcantarillado y en las plantas de tratamiento se pueden observar caudales diferentes, debido a la laminaci6n que se produce en la red. Los caudales punta pueden ser
absorbidos en parte por la capacidad de almacenado de la red de alcantarillado. Caudales diseno En aquellos casos en los que se disponga de los datos de caudales en las estaciones de bombeo y plantas de tratamiento, se deben analizar los caudales de, como mfnimo, los dos ultimos alios. Las series de datos correspondientes a periodos de tiempo
mas largos se pueden utilizar para establecer los cambios y tendencias en las variaciones de los caudales. Mediante el analisis de los datos de caudales deben obtenerse importantes parametros, entre los cuales podemos destacar: Caudal media diario. Es el caudal medio en 24 horas obtenido a partir de los datos de todo el afio. Los caudales medias se
emplean para la determinacion de la capacidad de una planta de tratamiento y para obtener los caudales de disefio. Tambien se puede emplear para evaluar los castes de bombeo, inversion en productos qufmicos, volumen de fangos y carga organica. Caudal maximo diario. Maximo caudal en 24 horas obtenido a partir de los datos anuales de
explotacion. Es de especial interes en el proyecto de elementos que contemplen un cierto tiempo de retencion, como puede ser el caso de tanques de homogeneizacion o de cloracion. 42 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Caudal punta hararia. Es el caudal horario punta que se da en un periodo de 24 horas, obtenido a partir de los datos de
explotacion anuales. Es de interes para el disefio de colectores, estaciones de bombeo de aguas residuales, medidores de caudal de aguas residuales, desarenadores, tanques de sedimentacion, tanques de cloracion, y conducciones y canales de una planta de tratamiento. En el Capitulo 5 se estudia la obtencion de caudales punta mediante el uso de los
factores de punta. Caudal minima diaria. El caudal mfnimo registrado en 24 horas a partir de los datos de explotacion. Conocerlo es importante de cara al disefio de conducciones en las que se pueda producir sedimentacion cuando circulan caudales pequefios. Caudal minima hararia. El caudal horario permanente minimo que se presenta en un
periodo de 24 horas, obtenido a partir de datos anuales. La informacion sobre caudales horarios mfnimos es necesaria para determinar posibles efectos sobre algunos procesos y para el dimensionamiento de caudalfmetros, especialmente de aquellos que controlan los sistemas de adicion de reactivos. En algunas plantas, tales como las de filtros
percoladores, se precisa la recirculacion del efluente tratado para mantener el proceso durante periodos en los que el caudal afluente es bajo. Los caudales minimos son importantes en el bombeo de las aguas residuales, con objeto de asegurar la adecuacion de los grupos motobomba a los caudales que hay que bombear. Caudal permanente. Es el
caudal cuyo valor persiste o es excedido durante un numero especificado de dfas consecutivos, obtenido a partir de datos anuales. La informacion sobre los caudales permanentes es u.til para el dimensionamiento de tanques de regulacion y otros elementos hidniulicos de la planta. En la Figura 2-5 se muestra un ejemplo de representacion grafica de
la relacion entre caudales permanentes punta y minimo. Cuando se pretenda desarrollar curvas similares, debe utilizarse el maximo periodo disponible en que se haya realizado aforos. estadfstico caudales de aguas residuales En el desarrollo de sistemas de gestion de aguas residuales suele ser necesario determinar las caracterfsticas estadfsticas de
los caudales. El primer paso en la obtencion de las caracteristicas estadfsticas de una serie de datos consiste en ver si los datos se ajustan a una distribucion normal o si son datos sesgados. En la mayorfa de los casos practicos, la determinacion del tipo de distribucion se lleva a cabo representando los datos en diferentes papeles probabilfsticos y
comprobando si pueden o no ser ajustados por una recta. Si se trata de una distribucion normal, los parametros que se emplean para caracterizar la serie de datos incluyen, entre otros, la media, la mediana, la moda, la desviacion tfpica, el coeficiente de asimetrfa y el coeficiente de curtosis [4,13,14]. Si se trata de una distribucion sesgada, resultan
relevantes tanto la media geometrica como la desviacion tfpica. En el Ejemplo 2-3 se ilustra como obtener los parametros estadisticos a partir de los datos de caudales. 43 CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES 30 Nlrmero de dfas consecutivos durante el periodo de registro en que se mantuviron los caudales FIGURA 2-5 Relaci6n entre el caudal medio
y los caudales permanentes maximos y mfnimos para perfodos de tiempo inferiores a 30 dfas. Ejemplo 2-3. Am11isis estadfstico de caudales de agua residua!. Determinar las caracterfsticas estadfsticas de los siguientes datos trimestrales de caudales obtenidos de los vertidos correspondientes a ciertas explotaciones industriales. A partir de los datos,
estimar el maximo caudal semanal para un afio entero de explotaci6n. Semana mimero Caudal (m3/semana) 1 768 803 985 888 996 1.078 1.061 2 3 4 5 6 7 Semana mlimero 8 9 10 11 12 13 Caudal (m3/semana) 971 1.007 912 863 840 828 Soluci6n 1. Determinar gnificamente, mediante la representaci6n de los datos en papel de probabilidad, si la
distribuci6n de los datos corresponde a una distribuci6n normal o sesgada (log-normal): a) Confeccionar una tabla de an:ilisis de datos con tres columnas, como la descrita a continuaci6n: 44 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES En la primera columna, la numeracidn de los datos. En la segunda columna, los datos ordenados en orden creciente. En
la tercera columna, su probabilidad asociada, p = [m/(n + 1)]100, con n = numero total de datos y m = numero de orden del dato correspondiente. 1. 2. 3. Se usa el valor (n + 1) en lugar den para considerar la posibilidad de que se den caudales o bien superiores al maximo de los datos, o bien inferiores al minimo de ellos. Nlimero orden Caudal
(m3/semana) Probabili.dad 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 768 803 828 840 863 888 912 936 971 996 1.007 1.061 1.078 7,1 14,3 21,4 28,6 35,7 42,9 50,0 57,1 64,3 71,4 78,6 85,7 92,9 11 12 13 Representar los caudales semanales y sus probabilidades tanto en papel aritmetico como logaritmico. A continuaciE se adjuntan las gnificas correspondientes. Debido a
que ambas graficas se ajustan bien con una recta, podemos adoptar para los datos ambos tipos de distribuci6n, lo cual indica que la distribuci6n no es marcadamente sesgada, y que podemos aplicar los metodos estadfsticos habituales para la distribuci6n normal. b) 1.200 10.000 "'1.100 .(II c ~ "'E 900 v. c Q) -ro' 800 "' E Q) ' ~ ::0 600~ o_ or ... o:- 1-
c Q) "' "0 ::J / 700 ~~- 'E1.ooo I>, Journal AWWA, vol. 70, pag. 69, 1978. McCUEN, R. H.: Statistical Methods for Engineers, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1985. McJUNKIN, F. E.: Population Forecasting by Sanitary Engineers>>, J. Sanitary Engineering Division, ASCE, vol. 90, mim. SA4, 1964. 52 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES
METCALF & EDDY, INC.: Ingenieria Sanitaria: Redes de alcantarillado y bobeo de aguas residuales, McGraw-Hill, Nueva York, 1981. 7. SALVATO, J. A.: Environmental Engineering and Sanitation, 3." edici6n, Wiley, Nueva York, 1982. 8. TCHOBANOGLOUS, G., y SCHOEDER, E. D.: Water Quality, Addison-Wesley, Reading, MA, 1985. 9. U.S.
DEPARTMENT OF HOUSING AND URBAN DEvELOPMENT: Residential Water Conservation Projects, Summary Report, junio de 1984. 10. U.S. DEPARTMENT OF HOUSING AND URBAN DEvELOPMENT: Water Saved by Low-Flush Toilets and Low-Flow Shower Heads, marzo de 1984. 11. U.S. DEPARTMENT OF HOUSING AND URBAN
DEvELOPMENT: Survey of Water Fixture Use, marzo de 1984. 12. U.S. ENviRONMENTAL PROTECTION AGENCY: Construction Grants 1985 (CG-85), 430/9-84-004, julio de 1984. 13. VELZ, C. J.: Graphical Aproach to Statistics: Water & Sewage Works, Reference and Data Issue, 1952. 14. WAUGH, A. E.: Elements of Statistical Analysis, 2." edici6n,
McGraw-Hill, Nueva York, 1943. 6. El conocimiento de la naturaleza del agua residual es fundamental de cara al proyecto y explotacion de las infraestructuras tanto de recogida como de tratamiento y evacuacion de las aguas residuales, asf como para la gestion de la calidad medioambiental. Para facilitar este conocimiento, en este capitulo se
proporciona informacion sobre las diferentes areas tematicas de interes, que incluyen: (1) introduccion a las caracteristicas ffsicas, qufmicas y biologicas del agua residual; (2) definicion y utilidad de las caracterfsticas ffsicas; (3) definicion y utilidad de las caracterfsticas qufmicas; (4) definicion y utilidad de las caracterfsticas biologicas; (5)
composicion de las aguas residuales; y (6) estudios de caracterizacion de aguas residuales. 1 A continuacion se describen brevemente los constituyentes ffsicos, qufmicos y biologicos de las aguas residuales, los contaminantes importantes de cara al tratamiento de las aguas, los metodos de analisis, y las unidades que se emplean para caracterizar la
presencia de cada uno de los contaminantes en el agua residual. Las aguas residuales se caracterizan por su composicwn ffsica, qmm1ca y biologica. La Tabla 3-1 muestra las principales propiedades ffsicas de agua 53 54 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES residual asf como sus pricipales constituyentes qmm1cos y biol6gicos, y su procedencia. Es
conveniente observar que muchos de los panimetros que aparecen en la tabla estan relacionados entre ellos. Por ejemplo, una propiedad ffsica como la temperatura afecta tanto a la actividad biol6gica como a la cantidad de gases disueltos en el agua residual. TABLA 3-1 Caracterfsticas ffsicas, qufmicas y biol6gicas del agua residual y sus
procedencias Caracteristicas Propiedades ffsicas: Color Olor S6lidos Temperatura Constituyentes quimicos: Organicos: Carbohidratos Grasas animales, aceites y grasa Pesticidas Fenoles Protefnas Contaminantes prioritarios Agentes tensoactivos Compuestos organicos volatiles Otros Inorganicos: Alcalinidad Cloruros Metales pesados Nitr6geno pH
F6sforo Procedencia Aguas residuales domesticas e industriales, degradaci6n natural de materia organica Agua residual en descomposici6n, residuos industriales Agua de suministro, aguas residuales domesticas e industriales, erosion del suelo, infiltraci6n y conexiones incontroladas Aguas residuales domesticas e industriales Aguas residuales
domesticas, industriales merciales Aguas residuales domesticas, industriales merciales Residuos agrfcolas Vertidos industriales Aguas residuales domesticas, industriales merciales Aguas residuales domesticas, industriales merciales Aguas residuales domesticas, industriales merciales Aguas residuales domesticas, industriales merciales Degradaci6n
natural de materia organica y coy co- y coy coy co- y co- Aguas residuales domesticas, agua de suministro, infiltraci6n de agua subterranea Aguas residuales domesticas, agua de suministro, infiltraci6n de agua subterranea Vertidos industriales Residuos agrfcolas y aguas residuales domesticas Aguas residuales domesticas, industriales y comerciales
Aguas residuales domesticas, industriales y comerciales; aguas de escorrentfa CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES TABLA 3-1 Caracteristicas Contaminantes prioritarios Azufre Gases: Sulfuro de hidr6geno Metano Oxfgeno Constituyentes biol6gicos: Animales Plantas Protistas: Eubacterias Arq ueo bacterias Virus 55 (Cont.) Procedenda

Aguas residuales domesticas, industriales y comerciales Agua de suministro; aguas residuales domesticas, comerciales e industriales Descomposici6n de residuos domesticos Descomposici6n de residuos domesticos Agua de suministro; infiltraci6n de agua superficial Cursos de agua y plantas de tratamiento Cursos de agua y plantas de tratamiento
Aguas residuales domesticas, infiltraci6n de agua superficial, plantas de tratamiento Aguas residuales domesticas, infiltraci6n de agua superficial, plantas de tratamiento Aguas residuales domesticas en el tratamiento En la Tabla 3-2 se describen los contaminantes de interes en el tratamiento del agua residual. Las normas que regulan los
tratamientos secundarios estan basadas en las tasas de eliminacion de la materia organica, solidos en suspension y patogenos presentes en el agua residual. Gran parte de las normas implantadas recientemente, mas exigentes, incluyen el control de la eliminacion de nutrientes y de los contaminantes prioritarios. Cuando se pretende reutilizar el agua
residual, las exigencias normativas incluyen tambien la eliminacion de compuestos organicos refractarios, metales pesados y, en algunos casos, solidos inorganicos disueltos. Para la caracterizacion del agua residual se emplean tanto metodos de analisis cuantitativos, para la determinacion precisa de la composicion qufmica del agua residual, como
analisis cualitativos para el conocimiento de las caracterfsticas ffsicas y biologicas. Los metodos cuantitativos pueden ser gravimetricos, volumetricos o fisicoquimicos. Estos ultimos se utilizan para determinar panimetros no relacionados con las propiedades masicas o volumetricas del agua, e incluyen metodos instrumentales como la turbidimetrfa,
colorimetria, potenciometrfa, 56 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES polarografia, espectrometrfa de adsorci6n, fluorometrfa, espectroscopia y radiaci6n nuclear. Los detalles relativos a los diversos ana1isis pueden encontrarse en la publicaci6n Standard Methods [18], que constituyen la referencia mas ampliamente aceptada que detalla los
procedimientos para llevar a cabo los analisis del agua y del agua residual. TABLA 3-2 Contaminantes de importancia en el tratamiento del agua residual O:mtamimmtes Razon de la importancia Solidos en suspension Los solidos en suspension pueden dar lugar al desarrollo de depositos de fango y de condiciones anaerobias cuando se vierte agua
residual sin tratar al entorno acuatico. Materia organica biodegradable Compuesta principalmente por protefnas, carbohidratos, grasas animales, la materia organica biodegradable se mide, en la mayoria de las ocasiones, en funci6n de la DBO (demanda bioquirnica de oxfgeno) y de la DQO (demanda quimica de oxfgeno). Si se descargan al entorno
sin tratar su estabilizaci6n biol6gica puede llevar al agotamiento de los recursos naturales de oxigeno y al desarrollo de condiciones septicas. Patogenos Pueden transmitirse enfermedades contagiosas por medio de los organismos pat6genos presentes en el agua residual. Nutrientes Tanto el nitrogeno como el f6sforo, junto con el carbono, son
nutrientes esenciales para el crecimiento. Cuando se vierten al entorno acuatico, estos nutrientes pueden favorecer el crecimiento de una vida acuatica no deseada. Cuando se vierten al terreno en cantidades excesivas, tambien pueden provocar la contaminacion del agua subterranea. Contaminantes prioritarios Son compuestos organicos o
inorganicos determinados en base a su carcinogenicidad, mutagenicidad, teratogenicidad o toxicidad aguada conocida o sospechada. Muchos de estos compuestos se hallan presentes en el agua residual. Materia organica refractaria Esta materia organica tiende a resistir los metodos convencionales de tratamiento. Ejemplos tfpicos son los agentes
tensoactivos, los fenoles y los pesticidas agrfcolas. Metales pesados Los metales pesados son, frecuentemente, afiadidos al agua residual en el curso de ciertas actividades comerciales e industriales, y puede ser necesario eliminarlos si se pretente reutilizar el agua residual. Solidos inorganicos disueltos Los constituyentes inorganicos tales como el
calcio, sodio y los sulfatos se afiaden al agua de suministro como consecuencia del uso del agua, y es posible que se deban eliminar si se va a reutilizar el agua residual. CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES 57 y Los resultados de los amilisis de muestras de agua residual se expresan en unidades de medida tanto ffsicas como qufrnicas.
En la Tabla 3-3 se indican las unidades de medida mas frecuentes. Las mediciones de parametros qufrnicos suelen TABLA 3-3 Unidades comunmente empleadas para expresar los resultados de los analisis Magnitud Determinacion Unidades Andlisis jfsicos: Densidad Porcentaje en volumen Porcentaje en masa Relaci6n de volumen Masa por unidad de
volumen Masa de disoluci6n Unidad de volumen V olumen de soluto x 100 V olumen total de disoluci6n % (en volumen) Masa de soluto x 100 Masa total de soluto + disolvente % (en masa) Mililitros Litro ml/1 Microgramos Litro de disoluci6n Jlg/1 Miligramos Litro de disoluci6n mg/1 Gramos Metro ctibico de disoluci6n Miligramo 10 6 miligramos ppm
Molalidad Moles de soluto 1.000 gramos de disolvente mol/kg Molaridad Moles de soluto Litro de disoluci6n moljl Normalidad Equivalentes de soluto Litro de disoluci6n equivjl Relaci6n de masa Andlisis quimicos: Miliequivalentes de soluto Litro de disoluci6n Note: mg/1 = g/m 3 meq/l 58 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES expresarse en
unidades fisicas, miligramo por litro (mg/1) o gramo por metro cubico (g/m 3). Las concentraciones de trazadores se expresan normalmente en microgramos por litro (g/1). Para los sistemas diluidos en los que un litro pesa aproximadamente un kilogramo, como es el caso tanto de aguas naturales como aguas residuales, se pueden sustituir las
unidades mg/1 o gjm 3 por la unidad partes por mill6n (ppm), que representa la relaci6n en peso. Los gases disueltos se consideran como constituyentes qufmicos, y se miden en mg/1 o gjm 3 . Los gases desprendidos como subproducto del tratamiento de las aguas residuales, tales como el metana y el nitr6geno (descomposici6n anaerobia), se miden
en litros o metros cubicos. Los resultados de los ensayos, y los panimetros como temperatura, olor, ion hidr6geno y organismos biol6gicos, se expresan en unidades diferentes, tal como se explica en los apartados 3.2, 3.3 y 3.4. ST =So lidos totales SS = s61idos en SSV SSF SVT SF SFV SFF SFT =So lidos en suspension volatiles =So lidos en
suspension fijos =So lidos volatiles totales =So lidos filtrables =So lidos filtrables volatiles =So lidos filtrables fijos = Solidos fijos totales suspensiOn FIGURA 3-1 lnterrelaci6n entre los s61idos presentes en el agua y en el agua residual. En gran parte de Ia literatura referents a Ia calidad del agua, los s61idos que pasan a traves de un filtro reciben el
nombre de s61idos disueltos [23]. CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES Las caracterfsticas ffsicas mas importantes del agua residual son el contenido total de solidos, termino que engloba la materia en suspension, la materia sedimentable, la materia coloidal y la materia disuelta. Otras caracterfsticas ffsicas importantes son el olor, la
temperatura, la densidad, el color y la turbiedad. Analfticamente, se define el contenido de solidos totales como la materia que se obtiene como residuo despues de someter al agua a un proceso de evaporacion a entre 103 y 105 OC (Fig. 3-1). Nose define como solida aquella materia que se pierde durante la evaporacion debido a su alta presion de
vapor. Los s6lidos sedimentables se definen como aquellos que sedimentan en el fondo de un recipiente de forma conica (cono de Imhoff) en el transcurso de un periodo de 60 minutos (Fig. 3-2). Los solidos sedimentables, expresados en unidades de FIGURA 3-2 Cono Imhoff empleado para Ia determinacion de los solidos sedimentales presentes en el
agua residual. La cantidad de solidos acumulados en Ia parte inferior del cono se expresa en ml/1. FIGURA 3-3 Aparato empleado para Ia determinacion del contenido de solidos en suspension. Una vez filtrada Ia muestra de agua residual, se coloca el filtro de fibra de vidrio (tarado previamente) en un platillo de aluminio para su secado antes de
pesarlo. 60 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES ml/1, constituyen una medida aproximada de la cantidad de fango que se obtendni en la decantaci6n del agua residual. Los s6lidos totales, o residua de la evaporaci6n, pueden clasificarse en filtrables o no filtrables (s6lidos en suspension) hacienda pasar un volumen conocido de liquido por un filtro
(Fig. 3-3). Para este proceso de separaci6n suele emplearse un filtro de fibra de vidrio con un tamafio nominal de poro de 1,2 micrometros, aunque tambien suele emplearse filtro de membrana de policarbonato. Es conveniente destacar que resultados que se obtienen empleando ambos de filtro pueden presentar algunas diferencias, achacables a la
diferente estructura de los filtros (Fig. 3-4) (a) (b) FIGURA 3-4 Micrografos de dos filtros de laboratorio empleados para Ia medici6n del contenido de s61idos en suspension del agua residual: (a) filtro de fibra de vidrio con tamano nominal de poro de 1,2 micras, (b) filtro de membrana de policarbonato con tamano nominal de poro de 1 ,0 micras [6].
La fracci6n filtrable de los s6lidos corresponde a s6lidos coloidales y disueltos. La fracci6n coloidal esta compuesta por las partfculas de materia de tamafios entre y 1 micr6metro. Los s6lidos disueltos estan compuestos de moleculas organicas e inorganicas e iones en disoluci6n en el agua. No es posible eliminar la fracci6n coloidal por
sedimentaci6n. Normalmente, para eliminar la fracci6n coloidal es necesaria la oxidaci6n biol6gica o la coagulacion complementadas con la sedimentaci6n. En la Figura 3-5 se indican los principales tipos de materiales que integran los s6lidos filtrables y los no filtrables, y su tamafio aproximado. Cada una de las categorfas de s6lidos comentadas
hasta ahora puede ser, a su vez, dividida en funci6n de su volatilidad a 550 50 oc. A esta temperatura, la fracci6n organica se oxidani y desaparecera en forma de gas, quedando la CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES 61 orgilnicos sintSticos Algas, protozoos (p.e. volatiles, de base acid a, Pf?Sticidas n~utros) Acidos flilvicos Umic s
INutrients Desechos org8nicos ARN ~~-- nitlrogen, phosphorus) Clorofila (residues humanos y de Virus I I Carbohidr atos Polisacaridos AD~ 1 1 (p.e. glucosa, fructosa) (p.e. almid6n, celulosa, pectinal I I A minoacidos Vitaminas I .....,....-- Acidos g rases I Protefnas I I Encimas exocelulares s=;ct;rias Sedimentaci6n Centrifugaci6n Fraccionamiento en
campo de flujo ester co Cromatograffa de filtraci6n de geles I Bio-Gel A-1.5M ':l Sephadex G-1 0 Sephadex G-200 I I Seph~-25 _ I Bio-Gel A-150M Sephadex G-15 I _ I Cromatograffa de lfquidos a alta presiOn T8cnica de filtro de membrana I I ELyo cJnvLional de Tamices de ultrafiltraci6n molecular ~- Micro~co~ia s61id:~:~c::spen de luz
1\jlicroscopfa electr6nica Contador Coulter I I I Contador de particulas HiAC DispersiOn de rayos lilser I I Masa molecular aproximada, uma 10 1 10 2 10 4 10 5 10 6 10 7 I 10 8 10 9 10 10 1 10 2 Tamaflo de las partfculas, micras FIGURA 3~5 lntervalos de tamafios de los contaminantes presentes en el agua residual y tecnicas de separaci6n y medida
empleadas en Ia cuantificaci6n de los mismos [6]). (adaptado de Ia fraccion inorganica en forma de cenizas. De ahf que se Solidos volatiles y Solidos fijos para hacer referencia, a los componentes organicos e inorganicos de los solidos en sus- 62 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES pension. A la temperatura de 500 50 oc, la descomposici6n de sales
inorganicas se limita al caso del carbonato de magnesio, que se descompone en 6xido de magnesio y di6xido de carbo no al alcanzar la temperatura de 350 oc. De las sales inorganicas, la mas frecuente y preponderante es el carbonato de calcio, que se mantiene estable hasta una temperatura de 825 oc. El amilisis de s6lidos volatiles se emplea
habitualmente para determinar la estabilidad biol6gica de fangos de aguas residuales. En la Figura 3-6 se proporciona una tabla que permite clasificar, aproximadamente, los contenidos en s6lidos de un agua residual de concentraci6n media. Ejemplo 3-1. Analisis de los datos de s6iidos. Los resultados que se presentan a continuacion corresponden a
ensayos realizados con una muestra de agua residual tomada en las instalaciones de cabecera de una planta de tratamiento de aguas residuales. Todos los ensayos se llevaron a cabo empleando muestras de 50 ml. Determinar la concentracion de solidos totales, solidos totales volatiles y de solidos suspendidos vohitiles. Todas las muestras se
sometieron a procesos de evaporacion, secado o combustion hasta peso constante. Tara del plato de evaporacion = 53,5433 g Masa del plato de evaporacion + residua tras evaporacion a 105 "C = 53,5793 g Masa del plato de evaporacion + residua tras combustion a 550 T = 53,5772 g Tara del filtro Whatman (FV/C) = 1,5433 g Residua en el filtro
Whatman (FV/C) tras secado a 105 oc = 1,5553 g Residuo en el filtro Whatman (FV/C) tras combustion a 550 oc = 1,5531 g Soluci6n 1. Determinacion de los solidos totales: Masa del plato de Masa del plato) X 1.000 g (evaporacion + residuo, g de evaporacion ST=~----------------------------~-----~----- Volumen de la muestra, 1 ST = 2. (53,5793 - 53,5433) x
1.000 mg/g O,OSO l = 720 mg/1 Determinacion de los solidos volatiles: SV = 3. Determinacion de los solidos en suspension: SS = 4. (53,5793 - 53,5772) x 1.000 mgjg / = 42 mg 1 0,050 1 (1,5553 - 1,5433) x 1.000 mgjg O,OSO 1 = 240 mg/1 Determinacion de los solidos suspendidos volatiles: SsV= (1,5553 - 1,5531) x 1.000 mgjg 0,050 1 =Mm~ 63
CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES En la Tabla 3-4 se proporcionan datos sobre la distribucion tfpica de los solidos filtrables en aguas residuales. Tal y como se especifica en la misma tabla, la determinacion de los solidos totales filtrables se ha llevado a cabo empleando filtros de membrana de policarbonato. El tamafio de poro mas
pequefio empleado es de 0,1 fl. Es interesante sefialar la gran cantidad de materia cuyo tamafio se halla en el intervalo de 0,1 a 1 fl. y cuya caracterizacion y medicion no se lleva a cabo. Basandose en estudios recientes, se ha recomendado 0,1 fl. como el tamafio de poro mas eficaz para la determinacion de los solidos filtrables de las aguas residuales
[6]. En el futuro, es de esperar que la informacion sobre la distribucion de los tamafios de las partfculas solidas del agua residual tenga mayor importancia en el disefio, tanto de las redes de alcantarillado, como de las plantas de tratamiento. TABLA 3-4 Datos tfpicos sobre Ia distribuci6n de s61idos filtrables en diferentes muestras de agua residual
bruta Porcerntaje de masa retenida ern el irntervalo de tamafio de poro espedficado, micras Muestra (fecha, hora) a UCD (7/14/82, 11 A.M.) UCD (7 /14/82, 11 A.M.) LV (8/3/83, 2 P.M.) LV (8/3/83, 8:30 P.M.) LB (8/8/83, 2 P.M.) a b Conc.,h mg/l >0,1 1,0 3,0 5,0 8,0 12,0 62,2 129,9 284,0 146,1 268,0 12,5 16,1 1,8 14,2 20,5 12,9 25,1 32,6 32,4 18,7 5,8
0,0 11,5 6,9 6,7 3,8 0,0 11,1 0,0 3,0 6,1 0,0 1,8 6,5 10,1 58,8 58,8 41,2 40,0 41,0 Muestras recogidas en Ia Universidad de California, Davis, Ca, Las Vegas, NV, yen Los Banos, CA. Masa de s6lidos retenida en un filtro de membrana de policarbonato con tamaiio de poro 1 micra. Normalmente, los olores son debidos a los gases liberados durante el
proceso de descomposicion de la materia organica. El agua residual reciente tiene un olor peculiar, algo desagradable, que resulta mas tolerable que el del agua residual septica. El olor mas caracterfstico del agua residual septica es el debido a la presencia del sulfuro de hidrogeno que se produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por accion de
microorganismos anaerobios. Las aguas residuales industriales pueden contener compuestos olorosos en sf mismos, o compuestos con tendencia a producir olores durante los diferentes procesos de tratamiento. La problematica de los olores esta considerada como la principal causa de rechazo a la implantacion de instalaciones de tratamiento de
aguas residuales [13]. En los ultimos afios, con elfin de mejorar la opinion publica respecto ala implantacion de los sistemas de tratamiento, el control y la limitacion de los 64 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Clasificaci6n de los s61idos presentes en aguas residuales de concentraci6n media. olores han pasado a ser factores de gran importancia
en el disefio y proyecto de redes de plantas de tratamiento y sistemas de evacuacion de aguas residuales. En muchos lugares, el temor al desarrollo potencial de olores ha sido causa del rechazo de proyectos relacionados con el tratamiento de aguas residuales. A la vista de la importancia de los olores dentro del ambito de la gestion de las aguas
residuales, resulta conveniente estudiar los efectos que como se detectan, y como caracterizarlos y medirlos. Efectos de los olores. A bajas concentraciones, la influencia de los olores sobre el normal desarrollo de la vida humana tiene mas importancia por la tension psicologica que generan que por el dafio que puedan producir al organismo. Los
olores molestos pueden reducir el inducir a menores consumos de agua, desequilibrios respiratorios, nauseas y vomitos, y crear perturbaciones mentales. En condiciones extremas, los olores desagradables pueden conducir al dete1ioro de la dignidad personal y comunitaria, interferir en las relaciones humanas, desanimar las inversiones de capital,
hacer descender el nivel socioeconomico y reducir el crecimiento. Estos pueden dar lugar al descenso de las rentas y el mercado de los ingresos por impuestos, y las ventas. Los compuestos malolientes responsables de la tension psicologica que se produce en los seres humanos se detectan a traves del sentido del olfato, pero aun en dia se desconoce
exactamente el mecanismo se han propuesto mas de 30 involucrado en dicha detecci6n. Desde CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES 65 teorias que pretenden explicar el mecanismo del olfato. Uno de los principales obstaculos a la hora de elaborar una teoria global capaz de explicar el mecanismo del olfato es la imposibilidad de explicar
la raz6n por la cual compuestos de estructuras muy similares producen olores diferentes y compuestos de estructuras totalmente diferentes pueden producir olores parecidos. Actualmente, parece tener amplia aceptaci6n la premisa de que el olor de una molecula esta relacionada con su estructura global. TABLA 3-5 Compuestos olorosos asociadas al
agua residual bruta Compuestos olorosos Aminas Amonfaco Diaminas Sulfuro de hidr6geno Mercaptanos (p.e. metilo y etilo) Mercaptanos (p.e. butilo y crotilo) Sulfuros organicos Eskatol CH 3 NH 2 , (CH 3 hH NH 3 NH 2 (CH 2) 4 NH 2 , NH 2 (CH 2) 5 NH 2 H2 S (CH 3 hCSH, CH 3 (CH 2) 3 SH (CH 3) 2 S, (C 6 H 5) 2 S C9 H 9 N A pescado
Amoniacal Carne descompuesta Huevos podridos Mofeta Coles podridas Materia fecal TABLA 3-6 Umbrales de olor de los compuestos olorosos asociadas al agua residual bruta a Umbra! de Formula Compuesto oloroso Amonfaco Cloro Sulfuro de dimetilo Sulfuro de difenilo Mercaptano de etilo Sulfuro de hidr6geno Indola Metil amina Mercaptano de
metilo Eskatol NH 3 Cl 2 (CH 3)zS (C 6)H 5) 2 S CH 3 CH 2 SH H2 S CH 3 NH 2 CH 3 SH " Adaptado parcialmente de Ia bibliograffa [13,33]. b Partes por mill6n en volumen. Detecci6n Identificaci6n 17 0,080 0,001 0,0001 0,0003 tC> CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES 67 FIGURA 3-7 Medidor H2 S portatil empleado en estudios de
olores de campo. (Arizona Instrument Corporation, Jerome Instrument Division.) necesarias para llegar al CUOMD. Por lo tanto, si deben anadirse 4 vohimenes de aire diluido a un volumen de la muestra de aire para reducir el olor al CUOMD, la concentracion del olor vendni dada como 4 diluciones hasta el CUOMD. Otra unidad empleada para
expresar la concentracion de un olor es la ED 50 , cuyo valor representa el numero de veces que es necesario diluir una muestra de aire para que una persona media (percentil 50) pueda detectar mfnimamente la presencia del olor en la muestra diluida. En la bibliograffa propuesta al final de este capitulo se incluyen textos que proporcionan detalles
sobre los metodos de amilisis [2]. No obstante, la determinacion sensorial del umbral mfnimo de concentracion detectable esta sujeta a una serie de errores, entre los cuales cabe destacar los producidos par adaptacion y adaptacion cruzada, el sinergismo, la subjetividad y las modificaciones de las muestras (vease Tabla 3-8). Para evitar los errores
derivados de la modificacion de las muestras debido a su almacenamiento en recipientes, se han desarrollado olfatometros de lectura directa que permiten medir olores en su fuente de generacion sin necesidad de emplear recipientes para almacenar las muestras. El umbra! de olor de un agua o de un agua residual se determina diluyendo la muestra
de agua en agua inolora. Se define como mimero umbral de olor (TON) la mayor dilucion de la muestra a la que se puede percibir, minimamente, el olor de la misma. Para la determinacion del valor de este parametro se recomienda tomar muestras de 200 ml. El valor numerico del TON se determina con la siguiente expresion: A+B TON=-A (3.1) 68
INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 3-8 Tipos de errores en Ia detecci6n sensorial de olores a Tipo de error Adaptaci6n y adaptaci6n cruzada Cuando se esta continuamente expuesto a una concentraci6n base de un olor, el sujeto es incapaz de detectar la presencia del mismo a bajas concentraciones. Cuando se aisla al individuo de la
concentraci6n base de olor, el sistema olfativo del sujeto se recupera rapidamente. En ultimo extremo, el sujeto con un sistema olfativo adaptado sera incapaz de detectar la presencia del olor al cual ya se haya adaptado. Modificaci6n de la muestra Tanto la concentraci6n como la composici6n de los gases y vapores pestilentes se pueden modificar en
los recipientes de toma de muestras y en los dispositivos de detecci6n de olores. Para minimizar los problemas asociados con la modificaci6n de las muestras, debe minimizarse o suprimirse el tiempo de almacenamiento del olor, y permitirse solo un contacto mfnimo con cualquier superficie reactiva. Subjetividad Cuando el sujeto tiene conocimiento
de la presencia de un olor pueden producirse errores aleatorios en la medida sensorial. A menudo, el conocimiento del olor puede inferirse de otras sefiales sensoriales tales como el sonido, el tacto o la vista. Sinergismo Cuando existe mas de un olor presente en la muestra, se ha observado que es posible, para el sujeto, exhibir una sensibilidad
creciente a un olor determinado debido a la presencia de otro olor. " Adaptado de Ia bibliograffa [1 0]. en la que A = ml de muestra, y B = ml de agua inolora empleada para la diluci6n. Para determinar el olor que emana de la muestra se emplean metodos sensoriales como los anteriormente expuestos, empleando personas o grupos de personas. En la
bibliograffa que se propone al final del capitulo pueden encontrarse mas detalles sabre este metodo, aprobado por el Standard Methods Committee en 1985 [18]. En cuanto a la medici6n instrumental de olores, la olfatometrfa basada en la diluci6n en aire proporciona un metodo am'ilogo para la determinacion de las concentraciones umbral. Los
instrumentos que se emplean para el amilisis de olores incluyen: (1) el olfat6metro triangular dimimico, (2) el disco de butanol y (3) el medidor de aromas. El olfat6metro triangular permite al operario introducir la muestra a diferentes concentraciones en seis recipientes separados (vease Fig. 3-8). En cada uno de ellos, dos entradas corresponden a
aire puro, y la tercera corresponde a la muestra diluida. Se suelen emplear seis diluciones, distribuidas en el intervalo entre 4.500 y 15. Se pueden alcanzar diluciones mayores empleando dispersores de carbona. Todas las diluciones de la muestra y las muestras neutras (aire puro) se van CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES 69
Entradas dispuestas en clrculo 6.3 v =--E\ltE'JR CAo CC Aire de diluci6n t Atenuador de carbo no Bomba peristaltica (b) (a) FIGURA 3-8 Olfat6metro triangular dinamico: (a) representaci6n esquematica y (b) diagrama de flujo. introduciendo de manera continua en los recipientes en los que se va a oler, a una velocidad de 500 ml/minuto. Cada uno de
los miembros del grupo que lleva a cabo las pruebas de olores (grupos de seis personas normalmente) huele tres puntos de entrada, y cada uno de ellos selecciona aquella que cree que contiene el olor. El disco de butanol es un instrumento que se emplea para cuantificar la intensidad de un olor mediante la comparaci6n con una escalade muestras
que contienen diferentes concentraciones de butanol. Un medidor de aromas (vease Fig. 3-9) es un aparato de mano en el que se hace circular el aire maloliente a traves de orificios graduados, y se mezcla con aire que se ha purificado haciendolo pasar por lechos de activado. Las diluciones se determinan como el cociente entre los tamafios de las
entradas de aire maloliente y aire purificado. Es un aparato de gran utilidad para realizar medidas de campo de olores en grandes extensiones de terreno alrededor de las plantas de tratamiento. Con frecuencia, para tomar medidas de campo, se emplean laboratorios de olores m6viles instalados en furgonetas, equipados con instrumental analftico y
olfatometrico diverso. Normalmente es interesante conocer los compuestos que son responsables de los diferentes olores. A pesar de que cromatograffa de gases ha proporcionado resultados satisfactorios en el estudio de estos fen6menos, su empleo no ha resultado tan exitoso en el estudio de los olores registrados en las redes de 70 INGENIERIA DE
AGUAS RESIDUALES Piezas nasales ------~v~----~- Aire oloroso graduados (a) (b) FIGURA 3-9 Medidor de aromas empleado para estudios de campo de olores: (a) representacion esquematica, y (b) vision frontal con vista de las piezas nasales (12,5 em x 15 em x 6 em, de Barnebey & Sutcliffe Corp.). Nota: El aire oloroso que ~circula a traves de los
orificios graduados se mezcla con aire de Ia misma fuente purificado mediante el paso a traves de lechos de carbon activado. alcantarillado, plantas de tratamiento y sistemas de evacuaci6n de aguas residuales. El espectr6metro de masa tetrapolar de tres fases ha resultado ser un instrumento de gran utilidad en el analisis quimico de olores. Se trata
de un espectr6metro que puede emplearse para obtener espectros de masa simples, o como tetrapolo de tres fases para obtener espectros de disociaci6n mediante la activaci6n por colisi6n. El primero de los usos proporciona las masas de las moleculas o iones presentes en las muestras, mientras que el segundo facilita la identificaci6n de los
compuestos. Los diferentes compuestos que pueden ser identificados por este metodo incluyen, entre otros, el amonfaco, los aminoacidos, y los compuestos organicos volatiles. La temperatura del agua residual suele ser siempre mas elevada que la agua de suministro, hecho principalmente debido a la incorporaci6n de agua caliente procedente de las
casas y los diferentes usos industriales. Dado que el calor especifico del agua es mucho mayor que el del aire, las temperaturas registradas de las aguas residuales son mas altas que la temperatura del aire durante la mayor parte del afio, y solo son menores que ella durante los meses mas CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES 71
calurosos del verano. En funci6n de la situaci6n geografica, la temperatura media anual del agua residual varia entre 10 y 21 oc, pudiendose tomar 15,6 oc como valor representativo. En la Figura 3-10 se ilustran las variaciones que pueden esperarse en las aguas residuales brutas. Dependiendo de la situaci6n y la epoca del aiio, las temperaturas del
efluente pueden situarse por encima 0 por debajo de las del afluente. 30 25 Temperatura maxima del a ire ~ 20 ~ c 15 "' 10 e"' i3 e Q_ E ~ Temperatura maxima del agua residual 5 "-Temperatura mfnima del agua residual E M A M A s 0 N D Mes, 1984 FIGURA 3-10 Variaciones mensuales tfpicas de Ia temperatura del agua residual. La temperatura
del agua es un panimetro muy importante dada su influencia, tanto sobre el desarrollo de la vida acwitica como sobre las reacciones qufmicas y velocidades de reacci6n, asf como sobre la aptitud del agua para ciertos usos utiles. Por ejemplo, el aumento de la temperatura del agua puede provocar cambios en las especies piscfcolas. Tambien es
importante para industrias que emplean el agua para refrigeraci6n, por ejemplo, donde es fundamental la temperatura de captaci6n del agua. Por otro lado, el oxfgeno es menos soluble en agua caliente que en agua frfa. El aumento en las velocidades de las reacciones qufmicas que produce un aumento de la temperatura, combinado con la reducci6n
del oxfgeno presente en las aguas superficiales, es causa frecuente de agotamiento de las concentraciones de oxfgeno disuelto durante los meses de verano. Estos efectos se ven amplificados cuando se vierten cantidades considerables de agua caliente a las aguas naturales receptoras. Es preciso tener en cuenta que un cambio brusco de temperatura
puede conducir a un fuerte aumento en la mortalidad de la vida acmitica. Ademas, las temperaturas anormalmente elevadas pueden dar lugar a una indeseada proliferaci6n de plantas acuaticas y hongos. 72 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES para el desarrollo de la actividad bacteriana se situa . Los procesos de digestion aerobia y de
nitrificacion se detienen los 50 A temperaturas de alrededor de 15 C, las bacterias de metano cesan su mientras que las bacterias nitrificantes autotrofas de actuar temperatura alcanza valores cercanos a 5 Si se alcanzan temperaturas del orden de 2 oc, incluso las bacterias que actuan sobre la materia carbonosa dejan de actuar. En 8 y 10 se hace
mayor hincapie en el papel de la en el rendimiento de los procesos biologicos de tratamiento. de un agua residual como su masa por unidad de en kg/m 3 . Es una caracterfstica ffsica importante del agua residual dado que de ella depende la potencial formacion de corrientes de densidad en fangos sedimentacion y otras instalaciones de tratamiento.
La densidad de las aguas domesticas que no contengan grandes canticle residuos industriales es pnicticamente la misma que la del agua a la En se emplea como alternativa a la densidad el peso del agua obtenido como cociente entre la densidad del agua residual y la densidad del agua. Ambos panimetros, la densidad y el peso aeoenaen de la y varfan
en funcion de la concentracion residuaL En la Tabla 9-9 del Capitulo 9 se dan IJ'-'~'u"v de diferentes fangos de aguas residuales. para la de un agua residual, se empleaba el termino condicion junto con la composicion y la concentracion. Este termino se refiere a la edad del agua puede ser determinada cualitativamente en funcion de su color y su olor.
agua residual reciente suele tener un color grisaceo. Sin al aumentar el tiempo de transporte en las redes de alcantarillado y al desarrollarse condiciones mas a las anaerobias, el color del agua de g1is a gris oscuro, para finalmente adquirir color negro. Llegado este suele clasificarse el agua residual como septica. Algunas aguas industriales anadir
color a las aguas residuales domesticas. En la mayorfa de los casos, el color gris, gris oscuro o negro del agua residual es debido a la formacion de sulfuros metalicos por reaccion del sulfuro liberado en anaerobias con los metales presentes en el agua residual. La como medida de las propiedades de transmision de la luz de un que se emplea para
indicar la calidad de las aguas agua, es otro vertidas o de las aguas naturales en relacion con la materia coloidad y residual CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES 73 en suspenswn. La medicion de la turbiedad se lleva a cabo mediante la comparacion entre la intensidad de la luz dispersada en la muestra y la intensidad registrada en una
suspension de referencia en las mismas condiciones [18]. La materia coloidal dispersa o absorbe la luz, impidiendo su transmision. Aun asf, no es posible afirmar que exista una relacion entre la turbiedad y la concentracion de solidos en suspension de un agua no tratada. No obstante, sf estan razonablemente ligados la turbiedad y los solidos en
suspension en el caso de efluentes procedentes de la decantacion secundaria en el proceso de fangos activados (vease Ecuacion 6-39, Capitulo El estudio de las caracterfsticas qufmicas de las aguas residuales se aborda en los siguientes cuatro apartados: (1) la materia organica, la medicion del contenido organico, (3) la materia inorganica, y (4) los
gases presentes en el agua residual. El hecho de que la medicion del contenido en materia organica se realice por separado viene justificado por su importancia en la gestion de la calidad del agua y en el disefio de las instalaciones de tratamiento de aguas. Tal y como se puede apreciar en la Figura 3-6, cerca del 75 por 100 de los solidos en
suspension y del 40 por 100 de los solidos filtrables de un agua residual de concentracion media son de naturaleza organica. Son solidos que provienen de los reinos animal y vegetal, asf como de las actividades humanas relacionadas con la sfntesis de compuestos organicos. Los compuestos organicos estan formados normalmente por combinaciones
de carbono, hidr6geno y oxfgeno, con la presencia, en determinados casos, de nitr6geno. Tambien pueden estar presentes otros elementos como azufre, fosforo o hierro. Los principales grupos de sustancias organicas presentes en el agua residual son las protefnas (40-60 por 100), hidratos de carbono (25-50 por 100), y grasas y aceites (10 por 100).
Otro compuesto organico con importante presencia en el agua residual es la urea, principal constituyente de la orina. No obstante, debido a la velocidad del proceso de descomposici6n de la urea, raramente esta presente en aguas residuales que no sean muy recientes. Junto con las protefnas, los hidratos de carbono, las grasas y los aceites y la urea,
el agua residual tambien contiene pequefias cantidades de gran numero de moleculas organicas sinteticas cuya estructura ser desde muy simple a extremadamente compleja. En esta secci6n se trataran ejemplos clasicos como los de los agentes tensoactivos, los contaminantes organicos prioritarios, los compuestos organicos volatiles y los de uso
agricola. Por otro dado el incremento en la sfntesis de moleculas organicas, el numero de elias presentes en las aguas residuales va en aumento cada afio. En los ultimos afios, este hecho ha complicado notablemente los procesos de tratamiento de aguas 74 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES debido a la imposibilidad, o a la extremada lentitud de
los procesos de descomposici6n biol6gica de dichos compuestos. Las protefnas son los principales componentes del organismo animal, mientras que su presencia es menos relevante en el caso de organismos vegetales. Estan presentes en todos los alimentos de origen animal o vegetal cuando estos estan crudos. El contenido en proteinas varia mucho
entre los pequeiios porcentajes presentes en frutas con altos contenidos en agua (como los tomates) o en los tejidos grasos de las carnes, y los porcentajes elevados que sedan en alubias o carnes magras. La composici6n quimica de las protefnas es muy compleja e inestable, pudiendo adoptar muchos mecanismos de descomposici6n diferentes.
Algunas son solubles en agua, mientras que otras no lo son. Los procesos qufmicos que intervienen en la formaci6n de las protefnas contemplan la combinaci6n o formaci6n de cadenas con gran numero de aminoacidos. Los pesos moleculares de las protefnas son muy grandes, desde 20.000 a 20 millones. Todas las protefnas contienen carbono, comun
a todas las sustancias organicas, oxfgeno e hidr6geno. Ademas, como caracteristica distintiva, contienen una elevada cantidad de nitr6geno, en torno al 16 por 100. En muchos casos, tambien contienen azufre, f6sforo y hierro. La urea y las proteinas son los principales responsables de la presencia de nitr6geno en las aguas residuales. La existencia de
grandes cantidades de proteinas en un agua residual puede ser origen de olores fuertemente desagradables debido a los procesos de descomposici6n. Ampliamente distribuidos por la naturaleza, los hidratos de carbono incluyen azucares, almidones, celulosa y fibra de madera, compuestos todos ellos presentes en el agua residual. Los hidratos de
carbono contienen carbono, oxfgeno e hidr6geno. Los hidratos de carbono comunes contienen seis atomos de carbono por molecula (o un multiplo de seis), y oxfgeno e hidr6geno en las mismas proporciones en las que ambos elementos se hallan presentes en el agua. Algunos hidratos de carbono son solubles en agua, principalmente los azucares,
mientras que otros, como los almidones, son insolubles. Los azucares tienen tendencia a descomponerse; las enzimas de determinadas bacterias y fermentos dan lugar a un proceso de fermentaci6n que incluye la producci6n de alcohol y di6xido de carbona. Los almidones, por otro lado, son mas estables, pero se convierten en azucares por la actividad
bacteriana asf como por la acci6n de acidos minerales diluidos. Desde el punto de vista del volumen y la resistencia a la descomposici6n, la celulosa es el hidrato de carbona cuya presencia en el agua residual es mas importante. La destrucci6n de la celulosa es un proceso que se desarrolla sin dificultad en el terreno, principalmente gracias a la
actividad de diversos hongos, cuya acci6n es especialmente notable en condiciones acidas. Grasas, grasas animales y aceites. Las grasas animales y los aceites son el tercer componente, en importancia, de los alimentos. El termino grasa, de uso extendido, engloba las grasas animales, aceites, ceras y otros constituyentes CARACTERISTICAS DE LAS
AGUAS RESIDUALES 75 presentes en las aguas residuales. El contenido de grasa se determina por extracci6n de la muestra con triclorotrifluoroetano, debido a que la grasa es soluble en el. Tambien es posible la extracci6n de otras sustancias, principalmente aceites minerales como el keroseno, aceites lubricantes y aceites de materiales bituminosos
empleados en la construcci6n de firmes de carreteras. Las grasas animales y los aceites son compuestos de alcohol (esteres) o glicerol (glicerina) y acidos grasos. Los gliceridos de acidos grasos que se presentan en estado lfquido a temperaturas normales se denominan aceites, mientras que los que se presentan en estado solido reciben el nombre de
grasas. Qufmicamente son muy parecidos, y estan compuestos por carbona, oxfgeno e hidr6geno en diferentes proporciones. Las grasas y aceites animales alcanzan las aguas residuales en forma de mantequilla, manteca de cerdo, margarina y aceites y grasas vegetales. Las grasas provienen habitualmente de carnes, germenes de cereales, semillas,
nueces y ciertas frutas. Las grasas se hallan entre los compuestos organicos de mayor estabilidad, y su descomposici6n por accion bacteriana no resulta sencilla. No obstante, sufren el ataque de acidos minerales, lo cual conduce a la formaci6n de glicerina y acidos grasos. En presencia de determinadas sustancias alcalinas, como el hidr6xido de
sodio, se libera la glicerina dando paso a la formaci6n de sales alcalinas y acidos grasos. Las sales alcalinas que se producen se conocen como jabones, sustancias que, como las grasas, son estables. Los jabones comunes se obtienen mediante la saponificaci6n de grasas con hidr6xido de sodio. Son solubles en agua, pero en presencia de constituyentes
de dureza, las sales s6dicas se transforman en sales calcicas y magnesicas de acidos grasos, compuestos tambien conocidos como jabones minerales que son insolubles y precipitan. El keroseno, los aceites lubricantes y los procedentes de materiales bituminosos son derivados del petr6leo y del alquitran, y sus componentes principales son carbono e
hidr6geno. En ocasiones pueden alcanzar la red de alcantarillado en grandes cantidades procedentes de tiendas, garajes, talleres y calles. La mayor parte de estos aceites flotan en el agua residual, aunque una fracci6n de ellos se incorpora al fango por los s6lidos sedimentables. Los aceites minerales tienden a recubrir las superficies en mayor
medida que las grasas, los aceites y los jabones. Las particulas de estos compuestos interfieren en el normal desarrollo de la actividad biol6gica y son causa de problemas de mantenimiento. Como se acaba de comentar, la presencia de grasas y aceites en el agua residual puede provocar problemas tanto en la red de alcantarillado como en las plantas
de tratamiento. Si no se elimina el contenido en grasa antes del vertido del agua residual, puede interferir con la vida biol6gica en aguas superficiales y crear pelfculas y acumulaciones de materia flotante desagradables. Los agentes tensoactivos estan formados por moleculas de gran tamafio, ligeramente solubles en agua, y que son responsables de
la aparici6n de espumas en las plantas de tratamiento y en la superficie de los cuerpos de agua receptores de los vertidos de agua residual. Tienden a concentrarse en la interfase aire-agua. Durante el proceso de aireaci6n del agua 76 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES residual se concentran en la superficie de las burbujas de aire creando una
espuma muy estable. La determinacion de la presencia de elementos tensoactivos se realiza analizando el cambio de color de una muestra normalizada de azul de metileno. Los agentes tensoactivos tambien reciben el nombre de sustancias activas al azul de metileno (MBAS). Antes de 1965, los agentes tensoactivos presentes en detergentes sisteticos
(ABS, sulfatos de alquilbenceno), eran fuente de muchos problemas debido a su resistencia ala descomposicion por medios biologicos. Tras la entrada en vigor de la legislacion de 1965, los ABS fueron sustituidos por sulfatos de alquilo lineales (LAS), que son sustancias biodegradables. Debido a que la mayorfa de los agentes tensoactivos provenfa de
los detergentes sinteticos, esta medida ha reducido notablemente el problema de las espumas. La EPA ha establecido limitaciones para el vertido de los 129, aproximadamente, contaminantes prioritarios identificados, agrupados en 65 clases [4]. La eleccion de que contaminantes de ben ser considerados como prioritarios se ha hecho en funcion de
su relacion o potencial relacion con procesos carcinogenos, mutaciones, teratomas o su alta toxicidad. Muchos de los contaminantes prioritarios de origen organico corresponden a compuestos organicos volatiles (COV). En la Tabla 3-9 se indican ejemplos representatitivos de contaminantes prioritarios. En las redes de alcantarillado y las plantas de
tratamiento se puede eliminar, transformar, generar, o simplemente transportar, sin cambio alguno, los contaminantes prioritarios de origen organico. En estos procesos intervienen cinco mecanismos basicos: (1) volatilizacion (junto con liberacion de gases); (2) degradacion; (3) adsorcion en partfculas o en el fango; (4) circulacion (p.e. transporte a
traves de todo el sistema); y (5) generacion como consecuencia de la cloracion o de la degradacion de otros compuestos. Es importante sefialar que estos mecanismos no son mutuamente excluyentes, puesto que puede ser importante la accion simultanea de varios de ellos [1]. Para controlar los vertidos de contaminantes a las estaciones depuradoras
de aguas residuales (EDAR) se emplean dos tipos de medidas. Las primeras, que limitan los 'vertidos prohibidos', se aplican a todos los establecimientos comerciales e industrias que vierten sus aguas a las EDAR. Estas medidas limitan los vertidos de contaminantes que puedan producir riesgos de incendio o explosion en el sistema, sean corrosivos
(pH < 5), puedan obturar las conducciones, reducir la eficacia de los procesos de tratamiento, o elevar la temperatura del agua residual al entrar en las plantas de tratamiento a mas de 40 OC . Las segundas, 'limitaciones por categorfas', se aplican a los vertidos industriales y comerciales clasificados en 25 categorias, y pretenden restringir el vertido
de los 129 contaminantes prioritarios. Es de prever que la lista de contaminantes prioritarios se vaya ampliando en el futuro. Normalmente se consideran como compuestos organicos volatiles aquellos compuestos organicos que tienen su punto de ebullici6n por debajo de los 100 oc , y/o una presion de vapor mayor que 1 mm Hg a 25 OC . El cloruro
de vinilo, con un punto de ebullicion CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES 77 de - 13,9 oc y una presion de vapor de 2.548 mm Hg a 20 oc , es un ejemplo de compuesto organico extremadamente volatit Los compuestos organicos volatiles son de gran importancia por una serie de razones: (1) una vez dichos compuestos se hallan en
estado gaseoso, su movilidad es mucho mayor, con lo que aumenta la posibilidad de su liberacion al medio ambiente; (2) la presencia de algunos de estos compuestos en la atmosfera puede conllevar riesgos para la salud publica; y (3) contribuyen al aumento de hidrocarburos reactivos en la atmosfera, lo cual puede conducir a la formacion de
oxidantes fotoqufmicos. El vertido de estos compuestos a la red de alcantarillado y a las plantas de tratamiento, especialmente a las obras de cabecera de planta, tiene especial importancia por cuanto puede afectar directamente a la salud de los trabajadores tanto de la red de alcantarillado como de las plantas de tratamiento. En los Capftulos 6 y 9 se
analiza con mas detalle el control y vertido de COVs. En cuanto a los fenomenos ffsicos involucrados en la emision de COV, pueden encontrarse mas detalles en la bibliograffa incluida al final de este capitulo [24J y uso Los compuestos organicos que se hallan a nivel de traza, tales como pesticidas, herbicidas y otros productos qufmicos de uso agricola,
son toxicos para la mayor parte de las formas de vida y, por lo tanto, pueden constituir peligrosos contaminantes de las aguas superficiales. Estos productos no son constituyentes comunes de las aguas residuales, sino que suelen incorporarse a las mismas, fundamentalmente, como consecuencia de la escorrentfa de parques, campos agrfcolas y
tierras abandonadas. Las concentraciones de estos productos qufmicos pueden dar como resultado la muerte de peces, contaminaci6n de lacarne del pescado (con lo que reduce su valor nutritivo), y el empeoramiento de la calidad del agua suministrada. Muchos de estos compuestos qufmicos estan catalogados como contaminantes prioritarios. A lo
largo de los afios, se han ido desarrollando diferentes ensayos para la determinacion del contenido organico de las aguas residuales. En general, los diferentes metodos pueden clasificarse en dos grupos, los empleados para determinar altas concentraciones de contenido organico, mayores de 1 mg/1, y los empleados para determinar las
concentraciones a nivel de traza, para concentraciones en el intervalo de los 0,001 mg/1 a 1 mg/L El primer grupo incluye los siguientes ensayos de laboratorio: (1) demanda bioqufmica de oxfgeno (DBO), (2) demanda qufmica de oxfgeno (DQO), y (3) carbona organico total (COT). Como complemento a estos ensayos de laboratorio se emplea la
demanda te6rica de oxfgeno (DTeO), parametro que se determina a partir de la formula qufmica de la materia organica. En el pasado, tambien se habfan empleado otros ensayos, entre los que cabe destacar: (1) nitr6geno total y albuminoide, y nitr6geno organico y amoniacal, y (2) oxfgeno consumido. Estas determinaciones aun figuran en los analisis
completos de aguas residuales, excepci6n hecha de las determinaciones relati- "'-J TABLA 3-9 (ll) Compuestos residuales tfpicos producidos en actividades agrfcolas, comerciales e industriales que estan clasificados como contaminantes prioritarios z G) Nombre (formula) No metales Arsenico (As) Selenio (Se) Metales Bario Cadmio (Cd) Cromo (Cr)
Plomo (Pb) Mercurio (Hg) Plata (A g) Uso Problemas asociados m z m Aditivo para Ia aleacion de metales, especialmente el plomo y el co bre en sondas, mall as, recubrimientos de cables, caldererfa. Alto grado de pureza (semiconductor). Electronica, placas xeragraficas, camaras de television, celulas fotoelectricas, soportes magneticos para
ordenadores, placas solares, rectificadores, reles, ceramicas (colorante para el vidrio) acero y cobre, catalisis, elemento de traza en alimentos de animales. Carcinogeno y mutagenico. A largo plaza -en ocasiones puede provocar fatiga y falta de energfa; dermatitis. A largo plaza -aparicion de manchas rajas en dedos, dientes y pelo; debilidad general;
depresion; irritacion nasal y bucal. JJ 5> 0 m)> G) c)> (fJ Aleaciones en tuberfas de aspiracion, desoxidante para el cobre, el metal de Frary, lubricante para rotores anodicos en tubos de rayos X, aleaciones para bujfas. Recubrimientos de metales por bafios o electradeposicion, aleaciones maleables y de bajo punto de fusion, sistemas de proteccion
contra incendios, almacenamiento de energfa en pilas de nfquel y cadmio, cables de transmision de potencia, fosforescencias para Ia television, bases de pigmentos ceramicos, esmaltado de maquinaria, litograffa y fotograffa de fungicidas, rectificadores de selenio, electrodos para las lamparas de vapor de cadmio, y celulas fotoelectricas. Elemento de
aleacion y recubrimiento para substratos metalicos y plasticos para aumentar Ia resistencia a Ia corrosion, aceras inoxidables y aceros cromados, bafios de prateccion para accesorios y equipos de automocion, investigacion nuclear y a altas temperaturas, constituyente de pigmentos inorganicos. Pilas de almacenamiento de energfa, aditivo para
gasohnas, revestimiento de cables, municiones, conducciones, tanques, aleaciones para soldaduras y fusiones, amortiguacion de vibraciones en construccion pesada, chapas, reduccion de rozamientos y otras aleaciones. Amalgamas, aparatos electricos de catalisis, catodos para Ia praduccion de sosa caustica y elora, instrumentos, himparas de vapor
de mercurio, recubrimiento de espejos, lamparas de arco, calderas. Fabricacion de nitrato de plata, bromuro de plata, productos fotoqufmicos; cubas y otros equipos para las camaras de reaccion qufmica, destilacion de agua, etc.; espejos, conductores de electricidad, equipos electronicos con recubrimiento de plata; esterihzador; purificacion de agua;
cementacion quinirgica; pilas especiales para Ia catalisis de oxidacion e hidracion, celulas solares, reflectores para torres solares; aleaciones para soldaduras a bajas temperaturas; cuberterfas; joyerfa; equipos medicos, cientfficos y de odontologfa; contactos electricos; bobinas magneticas; amalgamas den tales. La plata coloidal se emplea como
agente nucleico tanto en fotograffa como en medicina, habitualmente en combinacion con pratefnas. Inflamable a temperaturas propias de espacios cerrados. A largo plaza -bloqueo nervioso y aumento de Ia presion sangufnea. Inflamable en su forma en polvo. Toxico par inhalacion en polvo o en forma de vapor. Carcinogeno. Los compuestos solubles
del cadmio son altamente toxicos. A largo plaza -se concentra en el hfgado, rifiones, pancreas y tiraide; se sospecha que pravoca hipertension. Los compuestos del cromo exavalente son carcinogenos y corrosivos para los tejidos. A largo plaza -dafios a los rifiones y sensibilidad de Ia pie!. Toxico por ingestion o inhalacion de polvo o vapor. A largo plaza
-dafios al cerebra y a los rifiones; defectos de nacimiento. Altamente toxico par adsorcion cutanea y par inhalacion de polvo o vapor. A largo plaza -toxico para el sistema nervioso central; puede causar defectos de nacimiento. Metal toxico. A largo plaza -decoloracion grisacea permanente de Ia pie!, ojos, y membranas mucosas. JJ m (fJ 0 c)> r m (fJ
Compuestos orgdnicos Benceno (C6H6) Etil-benceno (C 6 H 5 C 2 H 5) Tolueno (C 6 HC,H 3) Compuestos hal6genos Clorobenceno (C 6H 5 Cl) Cloroetano (CH 2 CHCI) Diclorometano (CH 2 C1 2) Tetracloroetano (CC1 2 CC1 2) Fabricaci6n de etilbenceno (para el mon6mero de estireno); dodecilbenceno (para detergentes); cicloexano (para Ia
fabricaci6n de nylon); fenol; nitrobenceno (anilina); anhfdrido maleico; exacloruro de clorobenceno; acido sulf6nico de benceno; uso como disolvente. Producto intermedio en Ia producci6n de estireno; disolvente. Gasolina de aviaci6n y de alto octanaje; benzeno, fenol y caprolactama; disolvente para pinturas y recubrimientos, gomas, resinas, Ia
mayorfa de los aceites, organosoles vinflicos; diluyente y fluidificante de materiales con nitrocelulosa; disolvente de adhesivos de juguetes de plastico y maquetas; prodnctos qufmicos (acido benzoico, derivados del bencilo, sacarina, medicamentos, tintes, perfumes); generaci6n de diisocianatos de tolueno (resinas de poliuretano); explosivos (TNT);
sulfonatos de tolueno (detergentes). Carcin6geno. Altamente t6xico. Inflamable, riesgo de incendio. T6xico por ingesti6n, inhalaci6n y adsorci6n cutanea; irritante de Ia pie! y los ojos. Inflamable, riesgo de incendio. Inflamable, riesgo de incendio. T6xico por ingesti6n, inhalaci6n y adsorci6n cutanea. 0)> Fenol, cloronitrobenceno, anilina, disolvente
de diisocianato de metileno, disolvente, pesticida, transferencia de calor. Cloruro de polivinilo y copolfmeros, sfntesis organica, adhesivos para phisticos. Eliminaci6n de pinturas, desengrase mediante disolventes, procesamiento de pl (j) Irritante para pie! y ojos. 0 m ~ (j) Pesticidas, herbicidas, insecticidas a Endrina (C 12 H 8 0Cl 6) Lindano (C 6 H 6
Cl 6) Metoxicloro (Cl 3 CCH(C 6 H 4 OCH 3) 2) Toxafeno (C 10 H 10 Cl 8) Silvex (Cl 3 C 6 H 2 0CH(CH 3)COOH) JJ)> 0 Insecticida y fumigan te Pesticida. Insecticida. T6xico por inhalaci6n y adsorci6n cutanea, carcin6geno. T6xico por inhalaci6n, ingesti6n y adsorci6n cutanea. Material t6xico.)> G) c)> (j) JJ m (j) 0 Insecticida y fumigante.
Herbicida, regulador del crecimiento de plantas. T6xico por ingesti6n, inhalaci6n y adsorci6n cutanea. Material t6xico; su uso esta restringido. c)> r m (j) " Los pesticidas, herbicidas e insecticidas se citan con sus nombres comerciales. Los compuestos citados tambien son compuestos organicos halogenados. """" CD 80 INGENIERIA DE AGUAS
RESIDUALES vas al nitrogeno albuminoide y al oxfgeno consumido. Sin embargo, su importancia ya no es la misma. Mientras que antes se empleaban casi exclusivamente como indicadores de la materia organica, actuab;nente se emplean para determinar la disponibilidad de nitrogeno para mantener la actividad biologica en los procesos de
tratamiento de aguas residuales industriales y para evitar indeseables proliferaciones de algas en las aguas receptoras. En el segundo grupo de ensayos, los empleados para determinar concentraciones a nivel de traza, por debajo de 1 mg/1, se emplean metodos instrumentales que incluyen la cromatograffa de gases y la espectroscopia de masa. A lo
largo de los ultimos 10 afios se ha mejorado notablemente la sensibilidad de los metodos empleados para determinacion de concentraciones de este nivel, por lo que la deteccion de concentraciones del orden de 0,01 mg/1 ha pasado a ser una cuestion rutinaria. La determinacion de las concentraciones de pesticidas suele llevarse a cabo mediante el
metodo de extracci6n con carbono-cloroformo, que consiste en la separaci6n de los contaminantes del agua hacienda pasar una muestra de agua por una columna de carbon activado, para luego separar los contaminantes del carbono empleando cloroformo. A continuaci6n, se hace evaporar el cloroformo, con lo cual se puede pesar los contaminantes.
Es posible determinar con precision concentraciones de pesticidas y herbicidas del orden de una parte por bill6n (ppb) o inferiores empleando determinados metodos tales como la cromatograffa de gases y de captura electr6nica, o mediente detectores colorimetricos [18]. El panimetro de contaminacion oraplicable tanto a aguas residuales como a
ganica mas ampliamente aguas superficiales, es la DBO a 5 dfas (DB0 5). :ta determinacion del mismo esta relacionada con la medici6n del oxigeno disuelto que consumen los microorganismos en el proceso de oxidaci6n bioqufmica de la materia organica. A pesar de lo extendido del uso del ensayo de la DBO, esta sujeto a ciertas limitaciones, que se
comentanin mas adelante en este mismo capitulo. Se espera que, gracias al continuado esfuerzo de los especialistas en este campo, su uso pueda ser sustituido por alguno de los demas metodos de medicion del contenido organico o que, incluso, se desarrolle algun metoda nuevo que pueda sustituirlo. Sin embargo, wor que, si el amilisis esta sujeto a
serias limitaciones, se le dedica tanto espacio en este texto? La explicacion se basa en que los resultados de los ensayos de DBO se emplean para: (1) determinar la cantidad aproximada de oxfgeno que se requerira para estabilizar biologicamente la materia organica presente; (2) dimensionar las instalaciones de tratamiento de aguas residuales; (3)
medir la eficacia de algunos procesos de tratamiento, y (4) controlar el cumplimiento de las limitaciones a que estan sujetos los vertidos. Debido a que se supone que es un ensayo que todavfa estara vigente durante algun tiempo, es importante conocerlo a fondo, tanto en su desarrollo como en sus limitaciones. Con el fin de asegurar la fiabilidad de
los resultados o btenidos, es preciso diluir convenientemente la muestra con una soluci6n especialmente preparada de modo que se asegure la disponibilidad de nutrientes y oxigeno durante el CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES 81 periodo de incubacion. Normalmente se suelen preparar diversas diluciones para cubrir todo el intervalo
de posibles valores de la DBO. En la Tabla 3-10 se indican los intervalos de valores de la DBO que pueden ser medidos con varias diluciones, basadas en mezclas porcentuales y pipeteo directo. En la Figura 3-11 se ilustra el procedimiento general para la preparacion de las botellas de incubacion que se emplean en el ensayo. TABLA 3-10 DBO medible
con diferentes diluciones de Ia muestra a Empleando mezclas porcentuales a Por pipeteo directo a botellas de 300 ml % mexda Intervalo de valores de la DBO ml Intervalo de valores de la DBO 0,01 0,02 0,05 0,1 0,2 0,5 1,0 2,0 5,0 10,0 20,0 50,0 100,0 20.000-70.000 10.000-35.000 4.000-14.000 2.000-7.000 1.000-3.500 400-1.400 200-700 100-350 40-
140 20-70 10-35 4-14 0-7 0,02 0,05 0,10 0,20 0,50 1,0 2,0 5,0 10,0 20,0 50,0 100,0 300,0 30.000-105.000 12.000-42.000 6.000-21.000 3.000-10.500 1.200-4.200 600-2.100 300-1.050 120-420 60-210 30-105 12-42 6-21 0-7 Bibliograffa [32]. En el caso de muestras con gran poblacion de microorganismos (como el agua residual no tratada, por ejemplo),
no es necesario inocular las muestras. Caso de ser necesario, se puede inocular el agua de diluci6n con un cultivo bacteriano ya aclimatado a la materia organica y otros compuestos presentes en el agua residual. El inocula que se emplea para preparar el agua de dilucion es un cultivo mixto. Dichos cultivos contienen gran numero de bacterias
saprofitas y otros organismos que oxidan la materia organica. Contienen tambien determinadas bacterias aut6trofas que oxidan la materia no carbonasa. Varios de estos inoculos han sido comercializados. El periodo de incubaci6n es, normalmente, de 5 dfas a 20 C, aunque tambien se pueden adoptar diferentes periodos de tiempo y temperaturas.
Tambien se suelen emplear periodos mas largos (normalmente siete dfas), para acomodarse a los turnos de trabajo de la planta. Esto es especialmente cierto en el caso de pequefias plantas de tratamiento, en las que el personal de laboratorio no suele trabajar los fines de semana. De todos modos, y con 82 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Aire
Muestra de agua residual que contiene materia orgilnica y un nUmero adecuado de bacterias (el volumen de Ia muestra depende de Ia DBO estimada) Nutrientes esenciales (N, P, K, Fe, etc.) y otros aditivos Recipients de crista! (aprox. 201) f-~'-'-\:------4 Bote! Ia de crista! para el ensayo de DBO (volumen = 300 mil Piedra porosa DBO I lena con Ia
muestra del ensayo mas el agua de diluci6n no inoculada {muestra no inoculada) Agua de diluci6n sin in6culo (a) Aire Muestra de agua residual el ensayo de Ia DBO que materia orgclnica y contiene bacterias a contiene nUmero insuficiente de elias Agua de diluci6n inoculada Botella de DBO !lena con Ia muestra + el agua de diluci6n inoculada con el
agua de diluci6n inoculada (testigo inoculado) (b) FIGURA 3-1 Procedimiento de preparaci6n de botellas para el ensayo de Ia DBO: (a) agua de diluci6n sin in6culo, y (b) agua de diluci6n inoculada [23]. independencia de la duraci6n del ensayo, es importante asegurar que la temperatura se mantenga constante a lo largo del mismo. La medici6n del
oxfgeno disuelto se hace antes y despues del periodo de incubaci6n (Fig. 3-12), y la DBO se calcula empleando las Ecuaciones 3.2 o 3.3. Cuando el agua de diluci6n no ha sido inoculada, DBO, mg/1 = D 1 -D 2 p (3.2) Cuando el agua de diluci6n ha sido inoculada, Ecuaci6n 3.3 (3.3) CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES 83 FIGURA 3-12
Medici6n de Ia cantidad de oxfgeno de una botella de 080 mediante un medidor de DO equipado con un mecanismo de agitaci6n. donde oxfgeno disuelto de la muestra diluida inmediatamente despues de la preparaci6n de la misma, en mg/1. D 2 = oxfgeno disuelto de la muestra diluida tras 5 dfas de incubaci6n a 20 oc , en mg/1. P = fracci6n
volumetrica de muestra empleada. B 1 = concentracion de oxfgeno disuelto en el testigo (conteniendo solo agua de dilucion), antes de la incubacion, en mg/1. B 2 = concentraci6n de oxfgeno disuelto en el testigo (conteniendo solo agua de dilucion), despues de incubaci6n, en mg/1. f = relacion entre inoculo en la muestra e inoculo en el testigo (por
100 in6culo en 100 inoculo en B 1). = La oxidacion bioqufmica es un proceso lento, cuya duracion es, en teorfa, infinita. En un periodo de 20 dfas se completa la oxidacion del 95 a 99 por 100 de la materia carbonosa, yen los 5 dfas que dura el ensayo de la DBO se llega a oxidar entre el 60 y el 70 por 100. Se asume la temperatura de 20 oc como un
valor medio representativo de que se da en los cursos de agua que a baja velocidad en dimas suaves, y es facilmente duplicada en un incubador. Los resultados obtenidos a diferentes temperaturas seran distintos, debido a que las de las reacciones bioqufmicas son funci6n de la temper_atura. INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Por razones de tipo
pnictico, la cinetica de la reaccwn de la DBO se formula de acuerdo con una reacci6n de primer orden, y puede expresarse de la siguiente manera: d4 -= dt (3.4) -kL t donde L 1 es la cantidad de DBO de la primera fase que queda en el agua en el instante t, y k es la constante de la reacci6n. Esta ecuaci6n puede integrarse del siguiente modo: (3.5) Lt
_ e ~kt -_ L 1 o~Kt (3.6) donde L o DBOL es la DBO que queda en el instante t = 0 (es decir, la DBO total o ultima de la primera fase inicialmente presente). La relaci6n entre k (en base e) y K (en base decimal), es la siguiente: K(base 10) = k(base e) , 2 303 (3.7) La cantidad de DBO presente en el instante t es: (3.8) en tanto que y, la cantidad de DBO
eliminada en el instante t es: Yt = L- L1 = L(1- e~kt) (3.9) La DBO a los 5 dias es: (3.10) Esta relaci6n se ilustra en la Figura 3-13. El empleo de las ecuaciones de la DBO se ilustra en el ejemplo 3-2. DBO presente en el instante de tiempo t Tiempo, t FIGURA 3-13 Construcci6n de Ia curva de Ia DBO de Ia primera fase. CARACTERISTICAS DE LAS
AGUAS RESIDUALES 85 3-2. Calculo de Ia DBO. Determinar la DBO de 1 dfa y la DBO ultima la primera fase para un agua residual cuya DBO a los 5 dfas a 20 oc es de 200 mg/1. La constante de la reaccion k(base e) = 0,23 dfa -1. Soluci6n 1. Determinacion de la DBO ultima: L, = Le- 1" y 5 = L~ L 5 = L(l 200 = L(l ~ ~ e- 5 ' ... .. ''' ,,,.r:~. \' ::" /'. ' ' - .\
f Sedimen-\ ... \ taci6n '- ' Filtrado . (j) ! . :f . _ Efluente Tanque ---o de coloracion Camara de mezcla r ! I m en 1 I I 1 ---"---'------l Operaci6n unitarias .par flotaci6n I Procesos unitarios I + j----l Operaci6n unitarias A las instalaciones de tratamiento de fango {Ver Cap. 12) c en ::n m en 5 c)>)> / / empleadas, unicamente, en circunstancias especiales L
____ .J FIGURA 6-1 Situaci6n de las operaciones flsicas unitarias en el diagrama de flujo de una planta de tratamiento de agua residual. OPERACIONES FISICAS UNITARIAS 223 TABLA 6-1 Aplicaciones de las operaciones ffsicas unitarias en el tratamiento de aguas residuales Vease Secci6n Operacion Aplicaci6n Medici6n del caudal Control y
seguimiento de procesos, informes de descmgas 6-1 Des baste Eliminaci6n de s6lidos gruesos y sedimentables por intercepci6n (retenci6n en superficie) 6-2 Dilaceraci6n Trituraci6n de s6lidos gruesos hasta conseguir un tamafio mas o menos uniforme 9-2 Homogeneizaci6n del caudal Homogeneizaci6n del caudal y de las cmgas de DBO y de s6lidos
en suspensi6n 6-3 Mezclado Mezclado de productos qufmicos y gases con el agua residual, mantenimiento de los s6lidos en suspensi6n 6-4 Floculaci6n Provoca la agregaci6n de pequefias partfculas aumentando el tamafio de las mismas, para mejorar su eliminaci6n por sedimentaci6n por gravedad 6-5 Sedimentaci6n Eliminaci6n de s6lidos
sedimentables y espesado de fangos 6-6 Flotaci6n Eliminaci6n de s6lidos en suspensi6n finamente divididos y de partfculas con densidades cercanas a Ia del agua. Tambien espesa los fangos biol6gicos 6-7 Filtraci6n Eliminaci6n de los s6lidos en suspensi6n residuales presentes despues del tratamiento qufmico o biol6gico 6-8 Microtamizado Mismas
funciones que la filtraci6n. Tambien Ia eliminaci6n de las algas de los efluentes de las Iagunas de estabilizaci6n 11-4 Transferencia de gases Adici6n y eliminaci6n de gases 6-9 Volatilizaci6n y arrastre de gases Emisi6n de compuestos organicos volatiles y semivolatiles del agua residual 6-10 En el presente capftulo se describen las operaciones
unitarias y se analizan los principios basicos del funcionamiento de cada una de elias. La aplicaci6n pn'ictica de estas operaciones en el proyecto de instalaciones de tratamiento se detalla en los Capftulos 9 y 10. En los Capftulos 7 y 8, relativos a los procesos qufmicos y biol6gicos unitarios, se sigue el mismo esquema. 224 INGENIERIA DE AGUAS
RESIDUALES 6.1 MEDIC/ON DE CAUDALES Un aspecto crftico en la eficacia de explotaci6n de una planta modema de tratamiento de aguas residuales es la COlTecta selecci6n, uso y mantenimiento de los aparatos de medici6n del caudal. Un sistema completo de medici6n del caudal consta de dos elementos: (1) un sensor o detector, y (2) un
dispositivo convertidor. El sensor o el detector se exponen o se ven afectados por el flujo, mientras que el convertidor es el dispositivo que traduce la seflal, o la lectura, desde el sensor hasta el elemento en el que se registran, o se leen las mediciones. Debido a Ia importancia de Ia medici6n del caudal, esta secci6n esta dedicada a repasar los tipos de
sensores o detectores disponibles para Ia medici6n de los caudales, asf como ala descripci6n de los criterios importantes a observar en Ia elecci6n del tipo de aparato a emplear y de los aspectos relacionados con el mantenimiento del mismo. Comoquiera que los avances en materia de medidores de caudal electr6nicos se producen con gran rapidez,
es conveniente obtener de los fabricantes informaci6n actualizada sobre los ultimos avances en el campo de los convertidores. Tipos de aparatos de medici6n de caudales y su aplicaci6n Existe cierto numero de aparatos disponibles para la medici6n de los caudales tanto en canales como en conducciones a presi6n. En los siguientes apartados, s6Io se
consideran los aspectos relacionados con el tipo de sensor empleado. En la Tabla 6-2 se exponen los principales tipos de sensores o detectores empleados para Ia medici6n de los caudales en las diferentes lfneas de flujo de una planta de tratamiento de aguas residuales. Flujo en lamina libre. En canales abiertos, o en conducciones parcialmente llenas,
la determinaci6n del caudal se lleva a cabo midiendo Ia perdida de carga generada por la introducci6n de una obstrucci6n en la conducci6n, tal como un estrangulamiento o una placa vertedero, o por medida de la secci6n mojada y de la velocidad de flujo asociada. Posiblemente, el dispositivo mas utilizado para la medici6n del caudal de agua residual
sea el aforador Parshall. Conducciones en carga. Para la medici6n de los caudales en conducciones en carga las tres tecnicas mas empleadas son: (1) introducci6n de una obstrucci6n para crear una perdida de carga o diferencial de presi6n; (2) medici6n de los efectos que provoca el fluido en movimiento (p.e. cambios de momento, transmisi6n de
ondas de sonido, inversi6n de campos magneticos), y (3) medici6n de unidades incrementales de volumen del fluido. Los diferenciales de presi6n que pueden traducirse en lecturas del caudal se consiguen mediante elementos tales como los tubos de flujo, orificios, tubos de pitot, rotametros y venturis. En el segundo grupo se incluyen aparatos de
medici6n de propieda- OPERACIONES FISICAS UNITARIAS 225 TABLA 6-2 Aplicaci6n de los aparatos de medida de caudal en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales a Aplicaci6n Aparato de medida Caua/es, flujo e11 /amiua fibre Carga/Area Canal de aforador Vertedero Otros Magnctico (insertado) Carga-Velocidad Couduccioues
cerradas Carga/Presi6n Tubo de flujo Orilicio Tubo de Pilot Rotametro Venturi Efectos del fluido en movimiento Magnctico (tubo) Magnctico (insertado) Cat6dico Ultras6nico (doppler) Ultras6nico (transmisi6n) Difusor de v6rtice Desplazamiento posi tivo Helice Turbina " " ' " Agua residual bruta Eflueute Efluente prima rio secunda rio ../ ../ Fmigo
Fango Fango de primario retorno espesado Agua Liquido del mezcla proceso ../ ../ ../ ../ ../ v" v" ../" v" ../"' ../ ../ ../ ../ ../ ../" v" ../ ../" v" ../" ../ ../ ../ ../ ../ ../ ../ ../ ../" ../ ../ ../ ../ ../ ../ ../ ../ ../ ../ ../ ../ ../ ../ ../ Basado en Ia practica industrial y Ia buena practica de ingenierfa. Se recomienda Ia limpieza con agua a presi6n o que las conexiones de diafragma sean selladas.
No se recomienda el uso con sistemas de bombas de pist6n dispuestas en lfnea. Contenido de s6lidos inferior al 4 por 100. des magneticas, ultras6nicas, y dispositivos de v6rtice. En el tercer grupo se incluyen los medidores de turbina o de helice, en los que se puede establecer una relaci6n entre la velocidad de rotaci6n de un sensor y la velocidad y
caudal del fluido circulante. Criterios de selecci6n de los aparatos de medici6n Los principales factores que hay que tener en cuenta en la elecci6n de un aparato de medici6n de caudales son el tipo de aplicaci6n, el dimensionamiento correcto, la composici6n del fluido, la precisi6n, las perdidas de carga que produce, las necesidades de instalaci6n, el
entorno en el que debe funcionar, y la facilidad de mantenimiento. En la Tabla 6-3 se proporcionan detalles adicionales sobre estos criterios de selecci6n. 226 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 6-3 Criterios habituales empleados para Ia elecci6n de los aparatos de medida de caudal Criterio Consideraciones Aplicaci6n Dimensionamiento
l,El aparato esta indicado para conducciones abiertas o cerradas? l,El aparato es el adecuado para el intervalo de caudales a medir? l,Se mantienen velocidades de flujo adecuadas? l,Es compatible el aparato con el fluido a controlar? l,Es compatible el aparato con el contenido en s6lidos del fluido? l, Tiene el a para to una abertura libre suficiente para
el fluido a medir? Asegurar que los componentes sumergibles del aparato no puedan reaccionar con el lfquido. Consistencia de la precisi6n y repetibilidad del aparato con la aplicaci6n prevista. Consistencia de la precisi6n del aparato con la precisi6n global del sistema. l,Se han considerado los posibles efectos de las condiciones ambientales sobre la
precisi6n del aparato? l,Es aceptable la perdida de carga que se produce en el caudalfmetro dentro de la lfnea piezometrica del proceso? l,Existe suficiente longitud recta de tuberfa o de canal antes del aparato de medici6n? Correcta ubicaci6n del aparato en relaci6n con las valvulas y los grupos de bombeo. Accesibilidad,para el servicio y
mantenimiento. Existencia de conducciones de bypass y de dispositivos de desconexi6n rapida. Los equipos asociadas al aparato de medici6n, (,SOn los adecuados para evitar el peligro de explosi6n en la aplicaci6n prevista? En los casos en que resulta necesario, asegurar que los equipos son resistentes la humedad y a la corrosi6n por gases. l,Se ha
considerado la variaci6n de las temperaturas de funcionamiento a la hora de seleccionar los equipos? Los aparatos deben contar con elementos para su limpieza y para la de las conducciones asociadas a ellos. Composici6n del fluido Precisi6n y repetibilidad Perdida de carga Necesidades de instalaci6n Entorno operativo Necesidades y provisiones
para el mantenimiento A pesar de que todos los criterios que aparecen en Ia Tabla 6-3 son importantes, Ia precisi6n y repetibilidad de las lecturas constituyen factores crfticos, especialmente en los casos en los que las lecturas del aparato de medici6n se empleen para el control de los procesos. La precisi6n de un 227 OPERACIONES FISICAS
UNITARIAS TABLA 64 Caracterfsticas de los aparatos de medida de caudal empleados en el tratamiento de las aguas residuales a Aparato de medicion Canales, jlujo en lamina fibre. Carga/Area Canal de aforo Vertedero Otros Magnetico (insertado) Carga-Velocidad Conducciones cerradas Carga/Presi6n Tubo de flujo Orificio Tubo de Pitot Rotametro
Venturi Efectos del fluido en movimiento Magnetico (tubo) Magnetico (insertado) Cat6dico Ultras6nico (doppler) Ultras6nico (transmisi6n) Difusor de v6rtice Desplazamiento positivo Helice Turbina Longitud de conduccion recta aguas arriba, en diametros lntervalo b Precision h, porcentaje del caudal Porcentaje de repetibilidad b 10:1-75:1 c 500:1 5-
lOd 5 0,5 0,5S 10:1 l-2c 4:1 4:1 3:1 10:1 4:1 0,3 1 3 0,5-10 1 0,5 1 lg lg 0,5 4-lor 5g lOS 5S 4-lor 10:1 10:1 10:1 10:1 10:1 15:1 l-2c l-2c 5 3 2 1 0,5 0,5 1r 1 1 0,5 5 5 20 7-10 7-10 10:1 10:1 2 0,25 0,5 0,05 5 10 h 10 " Basado en Ia experiencia industrial y en Ia buena pnictica de Ia ingenierfa. Basado en el elemento primario y en el dispositive de

conversi6n primario. c Depende del tipo de aforador. " Aforadores Parshall 5 %, Aforador Palmer-Bowlus 10%. De todo el intervale de caudales medibles. r pepende del tipo de obstrucci6n que modifica el flujo. Estimado. h Suponiendo que el flujo es rectilfneo (en caso contrario, de 25 a 30 veces el diametro de Ia tuberfa). h aparato suele expresarse como porcentaje, positivo o negative, respecto del caudal maximo o del caudal actual. Por ello, la precisi6n de un elemento debe evaluarse en el contexto de la precisi6n del sistema global. El sistema conjunto no puede ser mas preciso (y suele serlo menos) que el menos preciso de los elementos que lo integran. Es mas, puesto que la precisi6n de algunos medidores depende de la temperatura ambiente, el voltaje de la red, las interferencias electr6nicas y de la humedad, tambien es conveniente tener en cuenta estos 228 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES factores a la hora de elegir el tipo de medidor. En la Tabla 6-4 se proporcionan estimaciones de los rangos de precisi6n de los aparatos de medici6n que se usan en las plantas de tratamiento de aguas residuales. En muchas de las aplicaciones que se hacen de los medidores de caudal en las plantas de tratamiento, la repetibilidad (obtenci6n de la misma medida cada vez) suele ser mas importante que la precisi6n. Por ejemplo, cuando se divide el caudal entre diversas unidades de proceso, no es tan importante el caudal circulante como la repetibilidad de su medici6n. La repetibilidad de los aparatos de medici6n antes citados tambien se incluye en la Tabla 6-4. Mantenimiento de los aparatos de medici6n de caudal Para asegurar la fiabilidad del funcionamiento de los aparatos de medici6n es esencial que la limpieza, mantenimiento y calibrado de los mismos sea correcta, asf como la elaboraci6n de registros de datos. Es conveniente adoptar medidas que faciliten la limpieza del medidor y de las conducciones mediante conexiones de agua de limpieza o con varillas. En el caso de que se apliquen a la medici6n de caudales de fangos, donde las mediciones se realizan de manera intermitente, se debe disponer de la posibilidad de limpiar a presi6n el aparato y las conducciones asociadas y llenarlas de nuevo con agua limpia. En el caso de caudalfmetros magneticos, existen electrodos autolimpiantes cuyo funcionamiento es a base de ondas ultras6nicas de alta frecuencia o de la temperatura. Los medidores de caudal se deben calibrar in situ para verificar que se cumplen las especificaciones tecnicas y para disponer de datos de base que permitan el seguimiento en el tiempo y el calibrado peri6dico del aparato por razones de mantenimiento. Los aparatos de medici6n deberfan ser calibrados peri6dicamente por el fabricante para asegurar su correcto funcionamiento. Junto con el mantenimiento y calibrado del aparato, la elaboraci6n de un registro de datos tambien es un componente esencial del mantenimiento. Ademas de los datos de calibraci6n iniciales, debe guardarse informaci6n y datos de la explotaci6n y de las operaciones de mantenimiento llevadas a cabo con cada aparato. Ello permite corregir los errores de medici6n antes de que se conviertan en un problema. 6.2 DESBASTE La primera operaci6n unitaria que tiene lugar en las plantas de tratamiento es la operaci6n de desbaste. Una rejilla es un elemento con aberturas, generalmente de tamafio uniforme, que se utiliza para retener los s61idos gruesos existentes en el agua residual. Descripci6n Los elementos separadores pueden estar constituidos por barras, alambres o varillas paralelas, rejillas, telas metalicas o placas perforadas, y las aberturas pue~en ser de cualquier forma, aunque normalmente suelen ser ranuras rectan- TABLA 6-5 Descripci6n de los dispositivos de desbaste empleados en el tratamiento de las aguas residuales Superficie de desbaste Tipo de dispositivo Clasificaci6n por tamaiio Intervalo de paso, Cill 3 Material Aplicaci6n Vease Figura Reja de barras Grueso 1,5-3,75 Acero, acero inoxidabh~ Pretratamiento 6-2 Tamices: Inclinado (fijo) Medio 0,025-0,25 Tratamiento primario 6-3a Inclinado (giratorio) Grueso O,Q75 X 0,225 X 5,0 Tambor (giratorio) Grueso 0,25-0,50 Medio 0,025-0,25 Fino 6-35 micras :Malia de cuiia de acero inoxidable Placas de bronce o de cobre pulido Malia de cuiia de acero inoxidable Malias de poliester y de acero inoxidable Disco giratorio Centrifuge a Excepto indicaciones expresas. Medio Fino Fino 0,025-0,1 0,0025-0,05 0,005-0,05 Acero inoxidable Acero inoxidable Acero inoxidable, poliester y diversos tipos de telas Pretratamiento 0 m Pretra tamien to iJ ::JJ Tratamiento primario 6-3b):> 0 6 z Eliminacion de solidos en suspension residuales secundarios Tratamiento primario Tratamiento primario. Tratamiento primario, tratamiento secundario con tanque de sedimentacion, y eliminacion de solidos en suspension residuales secundarios m (f) 11 Ci5 0):> (f) 6-3c 6-3d c z ~ ::JJ ~ ,I\) 1\) CD 230 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES FIGURA 6-2 Rejas autolimpiantes tfpicas empleadas en el tratamiento del agua residual (Franklin Miller). Costa do doscarga de los residues S61idos (a} (b) Temlz do disco giratorio Pnnolos de dlstrlbucl6n del egua bruta Temlz de malla de alambre do acoro ln6xldable Salida de residues Aliviadero Peneles do tamicos oxtralbles Doscarga do ofluonto Doscarga de concentrado (c) Coloctor dol concentrado Co lector de efluente (d) FIGURA 6-3 Elementos de desbaste y tamizado tfpicos empleados en el tratamiento de las aguas residuales: (a) tamiz inclinado estatico autolimpiante (se ilustra sin Ia cubierta), (b) tamiz de tambor rotatorio, (c) tamiz de disco giratorio, y (d) tamizcentrffugo. OPERACIONES FISICAS UNITARIAS 231 gulares u orificios circulares. Los elementos formados por varillas o barras paralelas reciben el nombre de rejas de barrotes. El termino. tamiz se circunscribe al uso de placas perforadas y mallas metalicas de secci6n cuneiforme. La funci6n que desempefian las rejas y tamices se conoce con el nombre de desbaste, y el material separado en esta operaci6n recibe el nombre de basuras o residuos de des baste. Segun el metodo de limpieza que se emplee, los tamices y rejas pueden ser de limpieza manual o automatica. Genei'almente, las rejas tienen aberturas (separaci6n entre las barras) superiores a 15 mm, mientras que los tamices tienen orificios de tamafio inferior a este valor. Los elementos de uso mas frecuente para las operaciones de desbaste son los que aparecen en la Tabla 6-5, cuya ilustraci6n es el contenido de las Figuras 6-2 y 6-3. Rejas. En los procesos de tratamiento del agua residual, las rejas se utilizan para proteger bombas, valvulas, conducciones y otros elementos contra los posibles dafios y obturaciones provocados por la presencia de trapos y de objetos de gran tamafio. Las plantas de tratamiento de aguas industriales pueden no precisar la instalaci6n de rejas, dependiendo de las caracterfsticas de los residuos. En la Figura 6-2 se ilustra un ejemplo de reja tfpica empleada en las plantas de tratamiento. Los primeros tamices eran de disco inclinado o de tambor, y se empleaban como medio para proporcionar tratamiento primario, en lugar de tanques de sedimentaci6n. El mecanismo de separaci6n consistfa en placas de bronce o de cobre con ranuras fresadas. Desde principios de los afios setenta, el interes por el uso de todo tipo de tamices en el campo del tratamiento de las aguas residuales ha experimentado un considerable aumento. Su campo de aplicaci6n se extiende desde el tratamiento primario hasta la eliminaci6n de los s6lidos en suspensi6n residuales de los efluentes procedentes de los procesos de tratamiento biol6gicos. Este renovado interes ha surgido, en gran medida, como consecuencia de la mejora en los materiales yen los dispositivos disponibles para el tamizado, ademas de la continua investigaci6n realizada en este campo. Los tipos principales de tamices que se emplean en el tratamiento de las aguas residuales se ilustran en la Figura 6-3. El tamiz de disco giratorio que se ilustra en la Figura 6-3c tambien se ha empleado como alternativa a la sedimentaci6n primaria [20]. En el Capftulo 9 se analiza con mayor detalle el uso de los dispositivos de desbaste. Tamices. Anal isis El proceso de analisis asociado al uso de elementos de desbaste supone la determinaci6n de las perdidas de carga que se producen al circular el agua residual a traves de ellos. Debido a que el metodo de estudio es diferente para las rejas que para los tamices, los estudiaremos por separado. Rejas. Las perdidas de carga que se producen al circular el agua a traves de las rejas dependen de la velocidad de aproximaci6n del agua y de la velocidad 232 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES de circulaci6n a traves del elemento. La perdida de carga puede estimarse empleando la siguiente expresi6n: _ 1 (V 2 hi- 0 7 2 - ' v 2) (6.1) g en la que h1 = perdida de carga, en metros. 0,7 = coeficiente empfrico que incluye los efectos de la turbulencia y de las perdidas por formaci6n de remolinos. V = velocidad de circulaci6n entre las barras de la reja, m/s. v = velocidad de aproximaci6n a la reja, m/s. g = aceleraci6n de la gravedad, m/s 2 Las perdidas de carga producidas que se obtienen mediante esta ecuaci6n s6lo son aplicables en el caso de que las rejas esten limpias. La obstrucci6n y obturaci6n de las rejas incrementa las perdidas de carga. Tamices de malla tina. Las perdidas de carga en la circulaci6n de agua limpia a traves de los diversos tamices puede obtenerse a partir de las tablas de datos que proporciona el fabricante, o se puede estimar a partir de la conocida f6rmula del orihcio: hl en la que 1 (Q)2 = C(2g) A (6.2) h1 = perdida de carga, en metros. C = coeficiente adimensional de descarga del tamiz. g = aceleraci6n de la gravedad, m/s 2 Q =caudal que atraviesa el tamiz, m 3 js. A = superficie efectiva sumergida del tamiz, m 2 Los valores de A y de C dependen de diversos factores de forma y de disefio del tamiz, como el tamafio y fresado de las ranuras, el diametro y densidad de las mallas y, especialmente, del porcentaje de superficie libre, que debe determinarse experimentalmente. El valor tfpico de C para un tamiz limpio es 0,60. La perdida de carga a traves de un tamiz limpio es practicamente despreciable. Lo importante es determinar la perdida de carga durante el funcionamiento, que depende de la cantidad y tamafio de los s61idos presentes en el agua residual, del tamafio de las aberturas, y del metodo y frecuencia de las operaciones de limpieza. 6.3 HOMOGENEIZACION DE CAUDALES En los Capftulos 2 y 3 se han analizado las variaciones tanto del caudal de agua residual como de su concentraci6n observadas en casi todas las instalaciones de tratamiento de aguas residuales. La homogeneizaci6n del caudal es 233 OPERACIONES FISICAS UNITARIAS una medida que se emplea para superar los problemas de explotaci6n que estas variaciones provocan en las instalaciones, y para mejorar la efectividad de los procesos de tratamiento situados aguas abajo. Descripci6n La homogeneizaci6n consiste, simplemente, en amortiguar por laminaci6n las variaciones de caudal, con el objeto de conseguir un caudal constante o casi constante. Esta tecnica puede aplicarse en situaciones diversas, dependiendo de las caracterfsticas de la red de alcantarillado. Las principales aplicaciones estan concebidas para la homogeneizaci6n de [23]: Caudales en tiempo seco. Caudales procedentes de redes de alcantarillado separativas en epocas lluviosas. Caudales procedentes de redes de alcantarillado unitarias, combinaci6n de aguas pluviales y aguas residuales sanitarias. 1. 2. 3. :;;u~~ ::: 0. :i Medidor de flujo y dispositive Agitador Rajas. de .. b a:r.ras. y/o d1laceradpr : 1 . liempo. rc;:- i : ----toi .. ' : :-:oesarenado' !, ..' Agua residual bruta r: [~,: Tanque r. < de control "' --11 ' de iJ\ . . . liempo \ ~. ~c ::: u pnmano ::, . hgrn'?geneiza~~ jEfluente lTrat~mle.nto- Tratamiento ~ secundario. Estaci6n de bombeo a caudal constants (a) Rejas de barras y/o dilacerador Agua .. '\ residual bruta[''' -----~:. Estaci6n de bombeo a caudal constants {b) FIGURA 6-4 Diagramas de flujo tfpicos de una planta de tratamiento de aguas residuales incorporando homogeneizaci6n del caudal (Adaptado de Ia Ref. [17]): (a) homogeneizaci6n en lfnea, (b) homogeneizaci6n en derivaci6n. 234 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES La aplicaci6n de la homogeneizaci6n de caudales en el tratamiento del agua residual se ilustra en los dos diagramas de flujo de la Figura 6-4. En la disposici6n que recibe el nombre de en lfnea (Fig. 6-4a), la totalidad del caudal pasa por el tanque de homogeneizaci6n. Este sistema permite reducir las concentracimws de los diferentes constituyentes y amortiguar los caudales de forma considerable. En la disposici6n en derivaci6n (Fig. 6-4b), s61o se hace pasar por el tanque de homogeneizaci6n el caudal que excede un limite prefijado. Aunque con este segundo sistema se minimizan las necesidades de bombeo, la reducci6n de la concentraci6n de los diferentes constituyentes no es tan alta como con el primero. Las principales ventajas que produce la homogeneizaci6n de los caudales son las siguientes: (1) mejora del tratamiento biol6gico, ya que eliminan o reducen las cargas de choque, se diluyen las sustancias inhibidoras, y se consigue estabilizar el pH; (2) mejora de la calidad del efluente y del rendimiento de los tanques de sedimentaci6n secundaria al trabajar con cmgas de s61idos constantes; (3) reducci6n de las superficies necesarias para la filtraci6n del efluente, mejora de los rendimientos de los filtros y posibilidad de conseguir ciclos de lavado mas uniformes, y (4) en el tratamiento qufmico, el amortiguamiento de las cargas aplicadas mejora el control de la dosificaci6n de los reactivos y la fiabilidad del proceso [16]. Aparte de la mejora de la mayorfa de las operaciones y procesos de tratamiento, la homogeneizaci6n del caudal es una opci6n alternativa para incrementar el rendimiento de las plantas de tratamiento que se encuentran sobrecargadas. Amllisis El analisis te6rico de la homogeneizaci6n de caudales esta relacionado con los siguientes interrogantes: l,D6nde deben ubicarse las instalaciones de homogeneizaci6n en el diagrama de flujo de los procesos de tratamiento? 2. l, Que tipo de sistema de homogeneizaci6n debe emplearse: en linea o en derivaci6n? 3. l,Cual es el volumen necesario del tanque de homogeneizaci6n? 1. Los aspectos practicos del proyecto (p.e., tipo de construcci6n, grado de compartimentaci6n, tipo de equipo de mezclado, metodos de bombeo y de control, y eliminaci6n de fangos y espumas, etc.) se tratan en el Capftulo 9. Localizaci6n de las instalaciones de homogeneizaci6n. La ubicaci6n 6ptima de las instalaciones de homogeneizaci6n debe determinarse para cada caso concreto. Dado que la localizaci6n 6ptima variara en funci6n del tipo de tratamiento, de las caracterfsticas de la red de alcantarillado y de las del agua residual, es preciso llevar a cabo un estudio detallado de las diferentes posibilidades. Probablemente, la localizaci6n mas indicada continuara siendo en las plantas de tratamiento existentes o en fase de proyecto. Tambien es OPERACIONES FISICAS UNITARIAS 235 necesario considerar la integraci6n de las instalaciones de homogeneizaci6n en el diagrama de flujo de los procesos de tratamiento. En ocasiones, puede resultar mas interesante situar la homogeneizaci6n despues del tratamiento primario y antes del biol6gico, pues asf se reducen los problemas originados por el fango y las espumas. Si las instalaciones de homogeneizaci6n se situan por delante de la sedimentaci6n primaria y del tratamiento biol6gico, el proyecto debe tener en cuenta la provisi6n de un grado de inezclado suficiente para prevenir la sedimentaci6n de s6lidos y las variaciones de concentraci6n y dispositivos de aireaci6n suficientes para evitar los problemas de olores. Homogeneizaci6n en linea o en derivaci6n. Como se ha descrito anteriormente, y como ilustra Ia Figura 6-4, la adopci6n de un sistema de homogeneizaci6n en linea pennite amortiguar considerablemente las cargas de constituyentes en los procesos de tratamiento que tengan lugar a continuaci6n, mientras que la efectividad de Ia homogeneizaci6n en derivaci6n es bastante menor. En el Ejemplo 6-1 se analiza el efecto sobre las cargas contaminantes de los constituyentes de Ia homogeneizaci6n en linea. El volumen necesario para la homogeneizaci6n del caudal se determina a partir de un grafico de caudales a tratar, en el que se representa las aportaciones acumuladas a lo largo del dfa. En el mismo grafico se muestra tambien el caudal medio diario, que viene representado por la pendiente de la recta que va desde el origen hasta el punto final del grafico. En la Figura 6-5 se representan los graficos de dos modelos de flujo tlpicos. Para determinar el volumen necesario, se traza una lfnea paralela a la que define el caudal medio diario tangente a la curva de los volumenes de aportaci6n acumulados. El volumen necesario viene determinado por la distancia vertical desde el punto de tangencia a la recta que representa el caudal medio. Si una parte de la curva de aportaciones acumuladas queda situada por encima de Ia lfnea que representa el caudal medio, modelo de flujo b), la curva de aportaciones acumuladas debe limitarse con dos lfneas paralelas ala del caudal medio y tangentes a Ia curva de caudales acumulados en los puntos externos. En este caso, el volumen necesario sera igual a la distancia vertical que separa a las dos rectas que limitan Ia curva de caudales acumulados. El proceso de determinaci6n del volumen necesario para la homogeneizaci6n de los caudales tambien se ilustra en el Ejemplo 6-1. Este procedimiento proporciona los mismos resultados que si se sustrajera del caudal real que se presenta cada hora, el caudal medio horario y se representara la curva de volumenes acumulados resultantes. En este caso, los puntos inferior y superior de la curva se determinarfan trazando las tangentes con lfneas horizontales. La interpretaci6n ffsica de las graficas de la Figura 6-5 es la siguiente. En el punto de tangencia inferior (modelo de flujo a), el tanque de homogeneizaci6n esta vacfo. A partir de este punto, dado que el caudal que entra es superior al caudal medio, (la pendiente de la curva de aportaciones es superior al caudal Volumen necesario del tanque de homogeneizaci6n. 236 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES (a) Caudal tipo 'E vi '0 "' A (b) Caudal tipo 8 Diagrama de masa de las aportaciones Diagrama de masa de las aportaciones "' ::; E ::l Caudal medic diario "'" en Ql c 0 c:; "' 0. "' t: 0 Ql necesario '0 l c Ql E ::l ~ M N M N M Fase del dfa FIGURA 6-5 Diagramas de masa esquematicos para Ia determinacion del volumen de homogeneizaci6n necesario para dos tipos de variaci6n de caudales. medio), el tanque de homogeneizaci6n empieza a llenarse, hasta alcanzar la medianoche, momento en el que empieza a vaciarse de nuevo (la pendiente es menor que el caudal medio). Para el modelo de flujo b, en el punto de tangencia superior el tanque esta completamente lleno. En la practica, el volumen del tanque de homogeneizaci6n debe ser superior al determinado por consideraciones te6ricas, hecho que se deriva de tener en cuenta los siguientes factores [23]: 1. El funcionamiento continuo de los equipos de aireaci6n y mezclado no permiten un vaciado total, a pesar de que pueden adoptarse configuraciones y estructuras especiales. 2. La recirculaci6n de sobrenadantes y filtrados exige un volumen adicional, caso de que el retorno se realice al tanque de homogeneizaci6n (practica no recomendada). 3. Debe contemplarse la posibilidad de imprevistos y de cambios no previsibles en los caudales diarios. A pesar de que no se puede dar un valor fijo, el volumen adicional puede variar entre el 10 y el 20 por 100 del valor te6rico. OPERACIONES FISICAS UNITARIAS 237 Ejemplo 6-1. Determinacion del volumen necesario para Ia regulaci6n del caudal y de los efectos de Ia misma sobre Ia carga de DBO. Para los datos de caudal y de concentraci6n de DBO de la Tabla adjunta, determinar: (1) el volumen del tanque en lfnea necesario para la regulaci6n del caudal, y (2) efecto de la regulaci6n sobre la carga de DBO. Soluci6n 1. Determinaci6n del volumen del tanque de regulaci6n del flujo: a) El primer paso consiste en desarrollar una curva de caudales acumulados de agua residual, expresada en metros cubicos. Ello se consigue convirtiendo el caudal medio durante cada perfodo horario en metros cubicos, y sumando los valores horarios obtenidos mediante la siguiente expresi6n: Volumen, m 3 = (qi, m 3/s)(3.600 s/h) Datos suministrados Periodo de tiempo Caudal medio durante el periodo de tiempo, m 3/s 0-1 1-2 2-3 3-4 4-5 5-6 6-7 7-8 8-9 9-10 10-11 11-12 12-1 1-2 2-3 3-4 4-5 5-6 6-7 7-8 8-9 9-10 10-11 11-0 Valor medio 0,275 0,220 0,165 0,130 0,105 0,100 0,120 0,205 0,355 0,410 0,425 0,430 0,425 0,405 0,385 0,350 0,325 0,325 0,330 0,365 0,400 0,400 0,380 0,345 0,307 Datos deducidos Concentraci6n media de DBO durante el periodo de tiempo, mg/1 Volumen acumulado de caudal al final del periodo de tiempo, m 3 150 115 75 50 45 60 90 130 175 200 215 220 220 210 200 190 180 170 175 210 280 305 245 180 990 1.782 2.376 2.844 3.222 3.582 4.014 4.752 6.030 7.506 9.036 10.584 12.114 13.572 14.958 16.218 17.388 18.558 19.746 21.060 22.500 23.940 25.308 26.550 Cargas de DBO durante el periodo de tiempo, kg/11 149 91 45 23 17 22 39 96 223 295 329 341 337 306 277 239 211 199 208 276 403 439 335 224 213 238 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Por ejemplo, para los tres primeros perfodos que aparecen en Ia tabla, los volumenes horarios correspondientes son: Para el perfodo 0-1: V0 _ 1 = (0,275 m 3 /s)(3.600 s/h) =990m 3 Para el perfodo 1-2: V1 _ 2 = (0,220 m 3 /s)(3.600 s/h) =792m 3 El volumen acumulado al final de cada perfodo de tiempo, expresado en metros cubicos, se determina como sigue: Al final del primer perfodo de tiempo 0-1: vl =990m 3 Al final del segundo perfodo de tiempo 1-2: V2 = 990 b) + 792 = 1.782 m 3 Los caudales acumulados para todos los perfodos de tiempo horarios se obtienen de forma amiloga (vease Tabla de datos) El segundo paso consiste en preparar una representaci6n gnifica de los volurr:ienes acumulados, como el de la figura adjunta. Como se vera, la pendiente de Ia recta trazada desde el origen hasta el punto final del diagrama representa el caudal medio del dfa, que en este caso es de 0,307 m 3/s. 30r---------------------------~ 25 20 "'E 15 "'o ci- 10 '"0 (\] :; E 5 0 (\] 4 3 - H T Voh.imen necesario 2 de tanque de homogeneizacidn, :J cQ) g .J'----1.. 10 n 4.110 m3 2 4 6 8 10 m Hora del dfa c) El tercer paso consiste en determinar el volumen necesario. Este se halla trazando una recta paralela a la lfnea del caudal medio tangente al punto inferior de la curva de volumenes acumulados. El volumen necesario viene OPERACIONES FISICAS UNITARIAS 239 expresado por Ia distancia vertical existente entre el punto de tangencia a Ia lfnea recta que representa e1 caudal medio. En este caso, el volumen necesario es: Volumen del tanque de regulaci6n, V 2. = 4.110 m 3 Determinaci6n del efecto del tanque de regulaci6n sobre Ia carga de DBO. Existen diversas formas de evaluar este efecto, pero quizas la mas simple es realizar los calculos necesarios empezando por el perfodo de tiempo cuando el tanque de regulaci6n esta vacfo. Dado que este hecho se produce en torno a las 8.30 de Ia manana (vease siguiente figura), los calculos necesarios se llevanin a cabo empezando por.el perfodo de tiempo 8-9. .!!?. """".,; 'E !2' u"' "0 Ol "iii u" "' Hora del dfa a) El primer paso consiste en calcular ei volumen de lfquido existente en el tanque de regulaci6n al final de cada perfodo de tiempo. Esta operaci6n se realiza restando el caudal medio horario regulado, expresado en volumen, del caudal de aportaci6n tambien expresado como volumen. El volumen correspondiente a! caudal medio regulado para un perfodo de 1 hora, es 1.106 m 3 (26.550 m 3 /d 24 h/d). Empleando este valor, el volumen almacenado se calcula .mediante Ia siguiente expresi6n: donde V,c = volumen en el tanque de regulaci6n a! final del perfodo de tiempo considerado. V,P = volumen en el tanque de regulaci6n a! final del perfodo de tiempo anterior. 240 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Vic = volumen de Ia aportaci6n durante el perfodo de tiempo considerado. Voc = volumen de caudal que sale del tanque de regulaci6n durante el perfodo de tiempo considerado. Por lo tanto, usando los datos de Ia tabla de datos inicial, el volumen del tanque de regulaci6n para el perfodo de tiempo 8-9 es el siguiente: Para el perfodo de tiempo 9-10: El volumen almacenado a! final de cada perfodo de tiempo ha sido calculado de manera analoga, y los resultados estan reflejados en Ia siguiente tabla de calculo. b) El segundo paso consiste en calcular Ia concentraci6n media que sale del tanque de regulaci6n. Esta concentraci6n viene dada porIa siguiente expresi6n, que se basa en el supuesto de que el contenido del tanque de regulaci6n esta completamente mezclado: X oc = (Vic) (Xic) + (V,.r) (X.r) Vic + Y,.p donde Xoc = concentraci6n media de DBO en el caudal que sale del tanque durante el perfodo de tiempo considerado, mg/1. Vic= volumen de agua residual que entra durante el perfodo considerado, m 3 . Xic = concentraci6n media de DBO en el agua residual entrante, mgj!. V:,v = volumen Xsr = de agua residual existente en el tanque a! final del perfodo de tiempo anterior, m 3 concentraci6n de DBO del agua residual contenida en el tanque al final del perfodo de tiempo anterior. Periodo de tiempo Volumen aportado durante el periodo de tiem110, m3 Volumen almacenado durante el periodo de tiempo, m 3 Concentracion media deDBO durante el periodo de tiempo, mg/1 Concentracion homogeneizada de DBO durante el periodo de tiempo, mg/1 Carga de DBO homogeneizada durante el periodo de tiempo, kg/h 8-9 9-10 10-11 11-12 12-1 1.278 1.476 1.530 1.548 1.530 172 542 966 1.408 1.832 175 200 215 220 220 175 197 210 216 218 193 218 232 239 241 241 OPERACIONES FISICAS UNITARIAS Periodo de tiempo 1-2 2-3 3-4 4-5 5-6 6-7 7-8 8-9 9-10 10-11 11-0 0-1 1-2 2-3 3-4 4-5 5-6 6-7 7-8 Valor medio Volumen aportado durante el periodo de tiempo, m3 Volumen almacenado durante el periodo de tiempo, m3 Concentracion media deDBO durante el periodo de tiempo, mg/1 Concentracion homogeneizada de DBO durante el periodo de tiempo, mg/1 Carga de DBO homogeneizada durante el periodo de tiemJlO, kglh 1.458 1.386 1.260 1.170 1.170 1.188 1.314 1.440 1.440 1.368 1.242 990 792 594 468 378 360 432 738 2.184 2.464 2.618 2.680 . 2.746 2.828 3.036 3.370 3.704 3.966 4.102 3.986 3.672 3.160 2.522 1.794 1.048 374 0 210 200 190 180 170 175 210 280 305 245 180 150 115 75 50 45 60 90 130 214 209 203 196 188 184 192 220 245 245 230 214 196 179 162 147 132 119 126 237 231 224 217 208 203 212 243 271 271 254 237 217 198 179 162 146 132 139 213 Empleando los datos de Ia segunda columna de Ia Tabla, Ia concentraci6n del efluente se calcula como sigue: Para el perfodo de tiempo 8-9: = (1.278 m 3)(175 mg/1) + (0)(0) X 1.278 m 3 oc = 175 mg/1 Para el perfodo 9-10: 3 = .:.1_.4_7 .(6_m____:3)...:..(2_0_:0)_+_(.:...1_72_m---7.:)...:..(1_7_5_m-=g/~1) X (1.476 + 172) m 3 oc = 197 mg/1 Todos los va1ores de Ia concentraci6n, ca1culados de forma amiloga, aparecen tambien en Ia tabla anterior. c) EI tercer paso consiste en calcular Ia magnitud de 1a carga horaria emp1eando Ia siguiente expresi6n: . d d I l. . l /l e a carga 1orana, cg 1 = M agmtu 2 3 (Xoc g/m)(q;, m /s)(3.600 s/h) _:.:___--:-'-::-'::-::---::--'----_.:_- 1.000 gjkg 242 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Por ejemplo, para el perfodo 8-9, Ia magnitud de Ia carga es: (175 gjm 3)(0,307 m 3/s)(3.600 sjh) 1.000 g/kg = 193 kg/h Todos los valores horarios se resumen en Ia tabla anterior. Los valores correspondientes sin regulaci6n aparecen en Ia primera tabla expuesta. d) La mejor manera de mostrar el efecto de Ia regulaci6n del caudal es Ia representaci6n de las cargas horarias correspondientes a! flujo con y sin regulaci6n, como se muestra en Ia gnlfica anterior. La siguiente tabla, elaborada a partir de los datos deducidos en los anteriores apartados, tambien puede ser de gran ayuda para valorar las ventajas de Ia regulaci6n del caudal. Carga de DBO Relaci6n No homogeneizada Homogeneizada Punta Media 439 -=205 471 ' 271 - = 127 213 ' Mfnima Media 17 471 = 0,08 132 -=062 213 ' Punta Mfnima 439 - = 2582 17 ' 271 = 205 132 ' Comentario. Cuando se emplean tanques de regulaci6n en lfnea, se puede obtener una laminaci6n adicional de Ia magnitud de Ia carga de DBO incrementando el volumen de los tanques. A pesar de que, en este ejemplo, el caudal entrante a Ia planta de tratamiento ha sido regulado, Ia regulaci6n debe llevarse a cabo de una manera mas realista en aquellas situaciones en las que exista alta incidencia de infiltraci6n o puntas elevadas de aguas pluviales. 6.4 MEZCLADO El mezclado es una operaci6n unitaria de gran importancia en muchas fases del tratamiento de aguas residuales, entre las que podemos citar: (1) mezcla completa de una sustancia con otra; (2) mezcla de suspensiones lfquidas; (3) mezcla de lfquidos miscibles; (4) floculaci6n, y (5) transferencia de calor. Como ejemplo, podemos citar la mezcla de productos qufmicos con agua residual, segun se aprecia en la ultima parte de la Figura 6-1, donde el cloro o el hipoclorito se mezclan con el efluente procedente de los tanques de sedimentaci6n secundarios. En el proceso de tratamiento con fangos activados, para as~gurar que los microorganismos disponen de oxfgeno, es necesario mezclar el OPERACIONES FISICAS UNITARIAS 243 contenido de los tanques de aireaci6n ademas de introducir aire u oxfgeno puro. Para cumplir con ambos requisitos, la soluci6n que suele emplearse es la introducci6n de aire con difusores, aunque existe la alternativa de instalar aireadores mecanicos. Tambien se incorporan y mezclan productos qufmicos con los fangos, para mejorar las caracterfsticas del secado de los mismos. En el proceso de digesti6n anaerobia, el mezclado se emplea para acelerar el proceso de conversi6n biol6gica y para calentar uniformemente el contenido del digestor. Descripci6n y aplicaci6n La mayorfa de las operaciones de mezclado relacio11adas con el tratamiento de las aguas residuales puede clasificarse en continuas y rapidas continuas (30 segundos o menos). Estas ultimas suelen emplearse en los casos en los que debe mezclarse una sustancia con otra, mientras que las primeras tienen su aplicaci6n en aquellos casos en los que debe mantenerse en suspensi6n el contenido del reactor o del dep6sito. En los siguientes apartados se analiza cada uno de estos tipos de mezclado. Mezcla rapida continua de productos qufmicos. En el proceso de mezcla rapida continua, el principal objetivo consiste en mezclar completamente una sustancia con otra. La mezcla rapida puede durar desde una fracci6n de segundo basta alrededor de 30 segundos. La mezcla rapida de productos qufmicos se puede llevar a cabo mediante diversos sistemas, entre los que destacan: (1) resaltos hidraulicos en canales; (2) dispositivos Venturi; (3) conducciones; (4) por bombeo; (5) mediante mezcladores estaticos, y (6) mediante mezcladores mecanicos. En los cuatro primetos, el mezclado se consigue como consecuencia de las turbulencias que se crean en el regimen de flujo. En los mezcladores estaticos, las turbulencias se producen como consecuencia de la disipaci6n de energfa, mientras que en los mezcladores mecanicos la:s turbulencias se consiguen mediante la aportaci6n de energfa con impulsores giratorios como las paletas, helices y turbinas. En la Figura 6-6 se ilustran algunos dispositivos tfpicos empleados para el mezclado en las plantas de tratamiento de aguas residuales. Mezcla continua en reactores y tanques de retenci6n. En el proceso de mezcla continua, el principal objetivo consiste en mantener en un estado de mezcla completa el contenido del reactor o del tanque de retenci6n. El mezclado continuo puede llevarse a cabo mediante diversos sistemas, entre los cuales se encuentran: (1) los mezcladores mecanicos; (2) mecanismos pneumaticos; (3) mezcladores estaticos, y (4) por bombeo. El mezclado mecanico se lleva a cabo mediante los mismos procedimientos y medios que el mezclado mecanico rapido continuo. El mezclado pneumatico comporta la inyecci6n de gases, que constituye un factor importante en el diseflo de los canales de aireaci6n del tratamiento biol6gico del agua residual. Un canal con pantallas deflectoras es un tipo de mezclador estatico que se emplea en el proceso de floculaci6n. 244 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Producto Producto Agitador de hEilice Agitador de helice Punto de adici6n del producto (b) quimico {a) Producto quimico a mezclar Agitadores deturbV (c) Secci6n Producto quimico a mezclar Conducto de producto quimico t - - Producto quimico a mezclar Deflectores Mezclador estatico colocado longitudinalmente en Ia tuberia J Tubo de inyecci6n del producto quimico Vista en Ia direccion del flujo (d) {e) FIGURA 6-6 Agitadores Hpicos empleados en las plantas de tratamiento de aguas residuales: (a, b) agitador de helice, (c) mezclador de turbina, (d) mezclador estatico en lfnea, y (e) mezclador de turbina en lfnea (seccion y vista en Ia direccion de flujo). Energla disipada en el mezclado Partiendo de la base de que cuanta mayor sea la energfa comunicada al mezclador mayor es la turbulencia generada, y que cuanto mayor es la turbule~cia mejor se lleva a cabo el mezclado, la energfa de mezclado por unidad de OPERACIONES FISICAS UNITARIAS 245 , volumen de lfquido puede constituir una medida aproximada de Ia efectividad del proceso de mezcla. Camp y Stein [2] estudiaron c6mo determinar los gradientes de velocidad y sus efectos en diversos tipos de tanques de coagulaci6n y desarrollaron las siguientes f6rmulas, aplicables al proyecto y operaci6n de los sistemas de mezclado: G=!!v (6.3) donde G = gradiente de velocidad medio, 1/s. P = potencia necesaria, W. p = viscosidad dinamica, N . sjm 2 V = volumen del floculador, m 3 . En la Ecuaci6n 6.3, G es una medida del gradiente de velocidad medio del fluido, y depende de la potencia comunicada al sistema, de Ia viscosidad del fluido, y del volumen del dep6sito. Multiplicando ambos Uirminos de la ecuaci6n por el tiempo de detenci6n te6rico, td = V/Q, se obtiene: = ~ {P = _!_ (PV Gt tl Q v!tV Q v---; (6.4) donde td = tiempo de detenci6n, s. Q = caudal, m 3 . TABLA 66 Gradiente de velocidad (G) y tiempo de detenci6n trpico de los procesos de tratamiento de aguas residuales Intervalo de valores Proceso Mezclado: Operaciones de mezcla nipida tfpicas Mezcla nipida en procesos de filtraci6n de contacto Floculaci6n: Procesos de floculaci6n tfpicamente empleados en el tratamiento del agua residual Floculaci6n en procesos de filtraci6n directa Floculaci6n en procesos de filtraci6n de contacto Tiempo de detencion 5-20 s < 1-5 s 10-30 min 2-10 min 2-5 min " La lloculaci6n se produce en el interior de un filtro de medio granular. Valor de G, s-t 250-1.500 1.500-7.500 20-80 20-100 30-150 246 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES En la Tabla 6-6 se incluyen los valores tfpicos de G para diferentes operaciones de mezclado. Las necesidades energeticas de los diferentes mezcladores se analizan en los siguientes apartados. Necesidades energeticas para el mezclado En este apartado se estudia la energfa necesaria para llevar a cabo el mezclado mediante mezcladores de turbinas, paletas y helices, asf como para el mezclado con mezcladores estaticos y pneumaticos. Mezcladores de helice y de turbina. En los procesos de tratamiento de aguas residuales, el mezclado suele llevarse a cabo en regimen de flujo turbulento, en el que son predominantes las fuerzas de inercia. Por regla general, cuanto mayor sea la velocidad y mayor la turbulencia, mayor sera la efectividad del mezclado. Basandose en las fuerzas de inercia y en las fuerzas de viscosidad, Rushton [16] desarroll6 las siguientes expresiones matematicas para el calculo de la energfa necesaria para el mezclado tanto en condiciones turbulentas como laminares: P = k{ln 2 D 3 (6.5) Turbulento: P = kpn 3 D5 (6.6) Laminar: en las que P = energfa necesaria, W. k = constante (vease Tabla 6-7). 1-l = viscosidad dinamica del fluido, N. sjm 2 p = densidad del fluido, kgjm 3 D = diametro del impulsor, m. n = revoluciones por segundo, revjs. TABLA 6-7 Valores de k para las necesidades de energfa de mezclado [16] Impulsor Helice, paso cuadrado, 3 palas Helice, paso de dos, 3 palas Turbina, 6 palas planas Turbina, 6 palas curvas Turbina ventilador, 6 palas Turbina, 6 palas en punta de flecha Paleta plana, 6 palas Turbina cerrada, 2 palas curvas Turbina cerrada con estator (sin deflectores) Regimen laminar Regimen turbulento (Ec. 6.5) (Ec. 6.6) 41,0 43,5 71,0 70,0 70,0 71,0 36,5 97,5 172,5 0,32 1,00 6,30 4,80 1,65 4,00 1,70 1,08 1,12 OPERACIONES FISICAS UNITARIAS 247 Los valores de k que desarroll6 Rushton se presentan en la Tabla 6-7. Se supone que en regimen turbulento las condiciones del v6rtice no subsisten al ser eliminadas por cuatro deflectores del 10 por 100 ,del diametro cada uno situados en las paredes del dep6sito, tal como muestra la Figura 6-7. Configuraci6n estandar del tanque empleado para el analisis del rendimiento y funcionamiento de los agitadores. Notas: 1. El agitador es un impulsor de Eje motor turbina de seis palas planas. 2. Diametro del impulsor, d1 = 1/3 del diametro del tanque. 3. Altura del impulsor respecto del Iondo, H1 = diametro del impulsor. 4. Anchura de las palas del impulsor, q = 1/5 del diametro del impulsor. 5. Longitud de las palas del impulsor,r= 1/4 del diametro del impulsor. 6. Longitud de las palas del impulsor montadas en el disco central= r/2 = 1/8 del diametro del impulsor. 7. Altura dellfquido, H1 = diametro del tanque. 8. Numero de deflectores = 4, dispuestos verticalmente en las paredes del tanque, desde el Iondo y sobresaliendo par encima del nivel del lfquido. 9. Anchura de los deflectores wd = 1/10 del diametro del tanque. 10. Diametro del disco central, s = 1/4 del diametro del tanque. 1------ Dr-----~ Fuente: Adaptado de Ia Ref. [16]. FIGURA 6-7 Definicion esquematica de un agitador de turbina en un tanque provisto de deflectores. La Ecuaci6n 6.5 se puede aplicar para valores del numero de Reynolds inferiores a 10, mientras que la Ecuaci6n 6.6 es aplicable para valores del numero de Reynolds superiores a 10.000. Para valores del numero de Reynolds situados entre estos dos limites, consultese la bibliograffa [14]. El numero de Reynolds viene dado par la siguiente expresi6n: D 2 np N =-R fl (6.7) 248 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES en la que D = diametro del impulsor, m. n = revoluciones por segundo, revjs~ p = densidad del fluido, kg/m 3 . JJ- = viscosidad dinamica del fluido, N s/m 2 . Los agitadores se escogen a partir de ensayos de laboratorio o en planta piloto, o a partir de datos de esta fndole facilitados por el fabricante. No existe ningun mecanismo de comparaci6n satisfactorio entre agitadores de sistemas y disefios distintos, raz6n por la cual es conveniente mantener la geometrfa y la energfa por unidad de volumen a la hora de reemplazar un agitador o de aumentar la capacidad del sistema. Los agitadores id6neos para la dispersi6n de gases o de pequefias cantidades de productos qufmicos en el agua residual son los agitadores con impulsores pequefios girando a altas velocidades, que generan mucha turbulencia y poca circulaci6n, mientras que un impulsor grande, pero lento, provoca mucha circulaci6n y escasa turbulencia, por lo cual resulta id6neo para mezclar dos corrientes de fluidos o para la floculaci6n. En el uso de todo tipo de impulsores se debe evitar la aparici6n de v6rtices o remolinos en el lfquido. La acci6n del v61:tice disminuye la efectividad del mezclado al reducir la diferencia de velocidad entre el fluido y el elemento impulsor. Si el recipiente en el que se lleva a cabo la mezcla es pequefio, la formaci6n de v6rtices puede evitarse montando los impulsores en posiciones no centradas o inclinados respecto de la vertical, o fonnando angulos con la pared distintos de 90. El metoda mas comunmente empleado, tanto en tanques circulares como rectangulares, es la disposici6n de cuatro o mas deflectores verticales en las paredes, sobresaliendo cada uno de ellos aproximadamente una decima parte del diametro del tanque. Estos deflectores impiden el movimiento giratorio de la masa de aguas, y favorecen el mezclado vertical. Los tanques de hormig6n pueden ser cuadrados, caso en el que se puede prescindir de los deflectores. Agitadores de paletas. Los agitadores de paletas suelen girar lentamente puesto que tienen una superficie grande de acci6n sobre el fluido. Los agitadores de paletas se emplean como elementos de floculaci6n cuando deben afiadirse al agua residual, o a los fangos, coagulantes como el sulfato ferrico o de aluminio, o adyuvantes a la coagulaci6n como los polielectrolitos y la cal. La coagulaci6n se promueve, mecanicamente, con una agitaci6n moderada con palas girando a velocidades bajas. Esta acci6n se complementa, en ocasiones, con la disposici6n de unas hojas o laminas estaticas entre las palas giratorias para reducir el movimiento circular de la masa de agua y favorecer asf el mezclado. El aumento del contacto entre partfculas conduce a un incremento del tamafio del fl6culo, pero una agitaci6n demasiado vigorosa puede producir tensiones que destruyan los fl6culos formando partfculas de menor tamafio. Es importante controlar adecuadamente la agitaci6n, de modo que los tamafios de los fl6culos sean los adecuados y sedimenten rapidamente. La producci6n de un buen fl6culo requiere generalmente un tiempo de detenci6n de entre 10 y 30 minutos. 249 OPERACIONES FISICAS UNITARIAS Los fabricantes de equipos han llevado a cabo numerosos estudios para obtener las configuraciones id6neas de las dimensiones de las paletas, separaci6n entre elias y velocidad de rotaci6n. Se ha podjdo constatar que una velocidad lineal de, aproximadamente, 0,6 a 0,9 m/s en los extremos de las paletas crea suficiente turbulencia sin romper los fl6culos. La energfa comuni.cada a un sistema de pal etas mecanicas se puede relacionar con la fuerza de resistencia al avance de las paletas mediante las siguientes expresiones: F = CvApv~ D 2 P =F Dvv = CvApv~ 0 2 (6.8) (6.9) donde F D = fuerza de resistencia del fluido sobre las paletas, N. Cv = coeficiente de resistencia al avance de las paletas. A =area transversal de las paletas, m 2 p = densidad del fluido, kgjm 3 vP = velocidad relativa de las paletas respecto al fluido, mjs. Normalmente se suele suponer que oscila entre el 60 y el 75 por 100 de la velocidad del extremo de las paletas. P = energfa necesaria, W. La aplicaci6n de la Ecuaci6n 6.9 se ilustra en el Ejemplo 6-2. Ejemplo 6-2. Energfa necesaria y area de las palas para un floculador. Determinar la necesidad te6rica de energfa y la superficie de palas necesarias para conseguir un valor de g de 50 s- 1 en un tanque con un volumen de 3.000 m 3 . Suponer que Ia temperatura del agua es de 15 C, el coeficiente de arrastre de las palas rectangulares es de 1,8, la velocidad en la punta de Ia pala, es de 0,6 m/s, y que la velocidad relativa de las palas v es de 0,75 "v "v So/uci6n 1. Necesidad te6rica de energfa: P = G 2 ftV 11 a 15 oc = 1.139 10- 3 N s/m 2 (50/sf (3.000 m 3) (vease Apendice C) = 8.543 leW 2. Calculo del area de Ia pala, usando Ia Ecuaci6n 6.9: 2P A=-- c;pv3 p a 15 oc = (vease Apendice C) 250 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES 2 x 8.543 kg/m 2 s 2 1,8(999,1 kg/m 3)(0,75 x 0,6 m/s) 3 = 104,3 m 2 Mezcladores estaticos. La caracterfstica principal de los Mezcladores estaticos es la ausencia de elementos dotados de movimiento. Los ejemplos tfpicos de mezcladores est.: \ Drenaje inferior comunicado con Ia atmosfera \ Lt~~~5~"1-Dispositivo de limitaci6n 4 0 0,24 ~ .~0,24 "' 1:. 0,16 'C "' - de caudal (p.e. un orificio) Caudal 0,16 f---.----- ~ME0,08 Caudal u 01------- 0,08 01---+--4---~-- Antes de Ia pulsaci6n ... 30 . : : Nivel"" de a;a mfnimo w~espues de Ia pulsacion Incremento del nivel del agua " 0 liempo de duraci6n de un ciclo de filtraci6n, h (c) 90 60 El nivel de agua es el mismo para todos los filtros 30 Nivel de agua 0 '----::;li:-'le_m_p_o_d-;-a'-d-;-u-ra-c-,-io+-.n - de un ciclo de filtraci6n, h (d) FIGURA 6-28 Esquema de Ia filtraci6n a caudal constante: (a) perdida de carga fija; (b) perdida de carga variable; (c) carga variable, con filtro de lecho pulsante y caudal de filtraci6n variable, y (d) perdida de carga y caudal variables. Nota: Las curvas de los filtros (a), (b) y (d) corresponden al funcionamiento de un filtro dentro de un grupo de cuatro filtros. Los numeros representan el filtro que esta siendo lavado durante el ciclo de filtraci6n. En la practica, el tiempo entre lavado no es el mismo para los cuatro filtros [19]. 296 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 6-11 Principales variables que intervienen en el diseiio de filtros de medio granulara Variable Significado 1. Caracterfsticas del medio filtrante b a) Tamafio del grano b) Distribuci6n del tamafio del grano c) Forma, densidad y composici6n del grano d) Carga del medio Afectan a la eficacia de eliminaci6n de partfculas y al aumento de la perdida de carga. 2. Porosidad del lecho filtrante Determina la cantidad de s6lidos almacenables en el filtro. 3. Profundidad dellecho filtrante Afecta a la perdida de carga y a la duraci6n del ciclo. 4. Velocidad de filtraci6n b Utilizada junto con las variables 1, 2, 3 y 6 para calcular la perdida de carga con agua lim pia. 5. Perdida de carga admisible Variable de proyecto. 6. Caracterfsticas del agua residual a tratarb a) Concentraci6n de s61idos en suspensi6n b) Distribuci6n y tamafio del f16culo o partfcula c) Consistencia del f16culo d) Carga del f16culo o partfcula e) Propiedades del fluido Afectan a las caracterfsticas de eliminaci6n para una configuraci6n dada del lecho filtrante. Las caracterfsticas indicadas del agua a tnitar pueden ser controladas, basta cierto punto, por parte del proyectista " Adaptado parcialmcntc de Ia bibliograffa [18 y 19]. Veasc cl tcxto para una discusi6n adicional sobrc las variables cspccfficas. b 20 1\ "' c:; c: Q) :l "'~ u.. I ~ I I I I 10 I I I I I I I I I I I I I 0 ' 80 100 ---- 120 140 160 Tama!io de las partfculas, micr6metros FIGURA 6-29 Distribuci6n tfpica de los tamaiios de las partfculas de un efluente tratado. OPERACIONES FISICAS UNITARIAS 297 del tiempo medio de retenci6n celular. Para tiempos medios de retenci6n celular extremadamente altos (15 dfas o mas), se ha observado una disminuci6n de la consistencia de los f16culos. Caracteristicas del medio filtrante. La caracteristica del medio filtrante que mas afecta al proceso de filtraci6n es el tamafio del grano~ El tamafio del grano afecta tanto a la perdida de carga en la circulaci6n del agua a traves del filtro como a la tasa de variaci6n de dicho aumento durante el ciclo de filtraci6n. Si el tamafio de grano efectivo del medio filtrante es demasiado pequefio, la mayor parte de la fuerza actuante se empleara para veneer la resistencia de fricci6n provocada por el lecho filtrante, mientras que si el tamafio efectivo es demasiado grande, muchas de las partfculas de menor tamafio presentes en el agua a filtrar pasaran directamente a traves del filtro sin ser eliminadas. Velocidad de filtracion. La velocidad de filtraci6n es un parametro importante por cuanto afecta a la superficie necesaria del filtro. Para una aplicaci6n dada del filtro, la velocidad de filtraci6n dependera de la consistencia de los f16culos y del tamafio medio de grano del lecho filtrante. Por ejemplo, si los f16culos son de debil consistencia, las velocidades de filtraci6n elevadas tenderan a romper los f16culos y a arrastrar gran parte de los mismos a traves del filtro. Se ha observado que las velocidades de filtraci6n dentro del intervalo de 4,8 a 19,2 m 2 /m 2 h no afectan la calidad del efluente del filtro, debido a la propia resistencia del f16culo biol6gico. Este aspecto se tratara, adicionalmente, en el Capftulo 11. Mecanismos de eliminaci6n de las partlculas Los principales mecanismos que parecen contribuir a la eliminaci6n de las partfculas s6lidas en un filtro de medio granular se identifican y describen en la Tabla 6-12. Los mecanismos de eliminaci6n de mayor efectividad (los cinco primeros de la Tabla 6-12), se ilustran en la Figura 6-30. Se ha comprobado que la acci6n de retenci6n es el principal responsable de la eliminaci6n de los s6lidos en suspensi6n en la filtraci6n del efluente de procesos de sedimentaci6n secundaria en tratamientos biol6gicos [18, 22]. Existen otros mecanismos que, probablemente, tambien tienen influencia, aunque sus efectos sean de menor importancia y pueden quedar enmascarados por el de retenci6n. La interceptaci6n, el impacto y la adhesi6n son ejemplos de estos mecanismos. De hecho, es razonable suponer que la eliminaci6n de algunas de las partfculas mas pequefias que aparecen en la Figura 6-29 se eliminan en dos fases: transporte de las partfculas basta la superficie y posterior eliminaci6n por los mecanismos que actuen. O'Melia y Stumm caracterizaron estas dos fases como etapas de transporte y de adherencia respectivamente [14]. La eliminaci6n de la materia en suspensi6n por el mecanismo de retenci6n puede identificarse debido a: (1) la variaci6n temporal de las curvas de elimina- 298 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 612 Mecanismos actuantes en el seno de un filtro de media granular que contribuyen a Ia eliminaci6n de Ia materia en suspension a Mecanismo Descripci6n 1. Retenci6n b a) Mecanica Las partfculas de mayor tamafio que los poros del medio filtrante son retenidas mecanicamente. b) Contacto aleatoric Las partfculas de tamafio menor que los poros del medio filtrante quedan atrapadas dentro del filtro por contacto aleatoric. 2. Sedimentaci6n b Las partfculas sedimentan sobre el medio filtrante. 3. Impactob Las partfculas pesadas no seguiran las lfneas de corriente del flujo. 4. Intercepci6n b Muchas de las partfculas que se mueven segun las Hneas de corriente se eliminan cuando entran en contacto con Ia superficie del medio filtrante. 5. Adhesi6n b Las partfculas floculentas Began a adherirse a Ia superficie def medio filtrante al pasar por el. Dada Ia fuerza creada por el agua que fluye, parte de Ia materia es arrastrada antes de quedar firmemente adherida y es transportada a zonas mas profundas dentro del !echo. AI obturarse el !echo, Ia fuerza de arrastre superficial aumenta hasta un punto en el que no se puede eliminar mas materia. Es posible que una cierta cantidad de material atraviese el fondo del filtro, causando Ia subita aparici6n de turbidez en el efl uen te. 6. Adsorci6n qufmica a) Enlace b) Interacci6n qufmica 7. Adsorci6n ffsica a) Fuerzas electrostaticas b) Fuerzas electrocineticas c) Fuerzas de Vander Waals 8. Floculaci6n Una vez que una partfcula ha entrada en contacto con Ia superficie del medio filtrante o con otras partfculas, cualquiera de estos mecanismos, o ambos a Ia vez, pueden ser responsables de su retenci6n. Las partfculas mayores alcanzan a las menores, se juntan con elias y forman partfculas de tamafios aun mayores. Estas partfculas son subsiguientemente eliminadas por alguno de los mecanismos de eliminaci6n arriba indicados (1 a 5) 9. Crecimiento biol6gico El crecimiento biol6gico dentro del filtro reducira el volumen del poro y puede mejorar Ia eliminaci6n de partfculas mediante alguno de los mecanismos de eliminaci6n descritos (del 1 a! 5). Adaptado de Ia bibliograffa [18]. b Generalmente, en Ia literatura se identifican como mecanismos de eliminaci6n. OPERACIONES FISICAS UNITARIAS 299 Uneas de corriente ' \r,;.... ~JJ;.~i9.~.i:" .,. Trayectoria de las partfculas (b) (c) (d) FIGURA 6-30 Eliminacion de Ia materia en suspension en un filtra granular: (a) par retencion; {b) par sedimentacion a impacta inercial; (c) par intercepcion; {d) par adhesion, y {e) par flaculacion. 300 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES ci6n de concentraci6n normalizadas a lo largo del filtro, y (2) la forma de la curva de perdidas de carga en el filtro, en la totalidad del mismo, o en una capa determinada. Si la retenci6n es el principal mecanismo de eliminaci6n, la forma de la curva de eliminaci6n normalizada no presentan1 grandes variaciones en el tiempo, y las curvas de perdidas de carga sen1n curvilfneas (Fig. 6-31). Analisis general de Ia operaci6n de filtraci6n En general, Ia caracterizaci6n matematica de Ia eliminaci6n de partfculas en el interior de un filtro se basa en la consideraci6n de la ecuaci6n de continuidad junto con una ecuaci6n de velocidad auxiliar. 0 _g 0 .!!! a; 'C .... .!2 :uc. :J "' "'c. .!!! "' "' ~ "' '5 "' E "' '5 ~ 'C 'C 'C 'C c: .2 0 6::: 0 0,5 1,0 Relaci6n de concentraciones, C!CO FIGURA 6-31 Curvas de Ia relaci6n de concentraciones para un filtro de medio granular donde Ia retenci6n es el principal mecanismo de eliminaci6n de partfculas. Ecuaci6n de continuidad. La ecuaci6n de continuidad para la operaci6n de filtrado puede desarrollarse considerando un balance de masas de los s6lidos en suspensi6n para una secci6n transversal del filtro de area A y de espesor dx medido en Ia direcci6n de flujo. Hechas estas consideraciones, el balance de masas resulta: 1. 301 Velocidad de flujo de masa de s6lidos que salen del volumen elemental (6.40) Planteamiento general: Velocidad de acumulaci6n de s6lidos dentro del volumen elemental 2. OPERACIONES FISICAS UNITARIAS Velocidad de flujo de masa de s6lidos que entra en el volumen elemental Planteamiento simplificado: Acumulaci6n = Entrada -Salida 3. Representaci6n simb6lica: ac) dV = Q(C)- Q (C+ ac at + ~(t) at ax dx) (aq donde aqjat = a(t) = ac;at = dV = Q= C= ac;ax = (6.41) variaci6n con el tiempo de la cantidad de s6lidos depositados en el interior del filtro, mgjcm 3 min. porosidad media como funci6n del tiempo. variaci6n con el tiempo de la concentraci6n media de s6lidos en el espacio poroso, mg/cm 3 . min. diferencial de volumen, cm 3 . caudal de filtraci6n, ljmin. concentraci6n de s6lidos en suspensi6n, mg/1. variaci6n espacial de la concentraci6n de s6lidos en la lfnea de flujo, mg/1 em. Sustituyendo Adx por dV y A v por Q, donde v es la velocidad de filtraci6n (ljcm 2 min) y simplificando, la Ecuaci6n 6.41 se transforma en: ac = -aq + a(t) -ac ax at at - v- (6.42) En la Ecuaci6n 6.42, el primer termino representa la diferencia entre la masa de s6lidos en suspensi6n que entra en la secci6n de control y la que sale de el; el segundo termino representa la variaci6n en el tiempo de la masa de s6lidos en suspensi6n acumulados en los intersticios del medio filtrante, y el tercer termino representa la variaci6n en el tiempo de la concentraci6n de s6lidos en suspensi6n en el volumen de poros existente en el filtro. En un proceso continuo, la cantidad de fluido contenido dentro del lecho filtrante es, generalmente, pequefia comparada con el volumen de lfquido que circula a traves del mismo. En este caso, el balance de masas toma la forma: ac ax aq at -v-=- (6.43) Esta ecuaci6n es la que aparece con mayor frecuencia en la literatura tecnica que analiza la teorfa de los procesos de filtraci6n. 302 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Ecuacion de velocidad. Para la resoluci6n de la Ecuaci6n 6-43 es necesario disponer de una ecuaci6n adicional independiente de la anterior. La forma mas directa de abordar la resoluci6n del problema consiste en deducir una relaci6n que pueda emplearse para describir la variaci6n espacial de la concen-, traci6n de materia en suspensi6n: (6.44) en la que V1 , V2 y V3 son las variables que controlan la eliminaci6n de la materia en suspensi6n de la soluci6n. Una tecnica alternativa consiste en desarrollar una ecuaci6n complementaria, en la que las variables del proceso esten relacionadas con la cantidad de material eliminado dentro del filtro a diversas profundidades. Esto puede escribirse, en forma de ecuaci6n, de la siguiente manera: (6.45) Analisis de Ia filtraci6n de agua residual El siguiente analisis, tambien adaptado de la bibliograffa [18], se basa en la suposici6n de que el mecanismo de eliminaci6n es la acci6n de retenci6n. Ecuacion de continuidad. Dado que la forma de la curva de eliminaci6n dentro del filtro no presenta variaciones temporales, la ecuaci6n de continuidad 6-43 se puede escribir como una ecuaci6n diferencial ordinaria: dC dq -v-=- dx dt (6.46) Ecuacion de velocidad. A partir del tamafio y distribuci6n de tamafios de las partfculas del agua a tratar (Fig. 6-29), y de la forma de las cmvas normalizadas (Fig. 6-31), se puede concluir que la velocidad de variaci6n de la concentraci6n con la distancia debe ser proporcional a algun coeficiente de eliminaci6n que varfa con el grado de tratamiento o de eliminaci6n que se lleva a cabo en el proceso de filtraci6n. Por ejemplo, supongamos que se hace pasar por el filtro a la totalidad de las partfculas s6lidas presentes en el agua a filtrar. La probabilidad de eliminar partfculas s6lidas del agua residual es p1 . En la segunda capa, dicha probabilidad es p2 Suponiendo que algunas de las partfculas de mayor tamafio se eliminan enla primera capa, resulta que p2 es menor que p 1 Si iteramos el argumento, se puede concluir que el valor de la tasa de eliminaci6n varfa, siempre, en funci6n del grado de tratamiento. Este fen6meno se puede expresar en forma matematica mediante la siguiente ecuaci6n: OPERACIONES FISICAS UNITARIAS dC - [dx - (1 en la que 1 + ax)" Jr C 0 303 (6 47) C = concentraci6n, mg/1. x = distancia, em. r0 = grado de eliminaci6n inicial, em- 1 . a, n = constantes. En la Ecuaci6n 6.47, el termino entre corchetes suele recibir el nombre de factor de retardo. Cuando el exponente n es nulo, el termino entre corchetes toma el valor unidad; en estas condiciones, la Ecuaci6n 6.47 representa una curva de eliminaci6n logarftmica. Cuando n vale 1, el termino entre corchetes experimenta un nipido descenso en los primeros 12,5 em y, a partir de ese punto, desciende de forma mas gradual en funci6n de la distancia. Por consiguiente, resulta que el exponente n puede relacionarse con la distribuci6n de los tamafios de las partfculas del agua residual a filtrar. Por ejemplo, cuando se trata de un medio filtrante uniforme y las partfculas que se quiere eliminar son de un unico tamafio, es de esperar que el valor del exponente no sea cero, y que la eliminaci6n inicial pueda describirse como una funci6n de eliminaci6n de primer orden. Hay que hacer notar que esta ecuaci6n s61o se ha comprobado para velocidades de filtraci6n inferiores a 24 m 3 jm 2 . h. El valor de r0 se detennina calculando la pendiente de la curva de eliminaci6n a una profundidad nula o cercana a cero, dado que [1/(1 + ax)n] toma, aproximadamente, el valor 1. Los valores de las constantes a y n deben determinarse mediante un proceso iterativo. La forma mas sencilla de hacerlo consiste en reescribir la Ecuaci6n 6.47 de la forma: Cr 0 (dCjdx) 1 11 1 _ - 1 +ax (6.48) Si se representa funcionalmente la Ecuaci6n 6.48, el valor de n es el mismo que en una grafica normal, mientras que el valor de a viene dado por la pendiente de la recta que describe los datos experimentales. Ecuaci6n de velocidad generalizada. Debido a los resultados experimentales obtenidos en este estudio y a los datos contenidos en la literatura tecnica, aparecen cinco factores principales que afectan a la variaci6n espacial y temporal de la eliminaci6n de la materia residual en suspensi6n procedente de un proceso de floculaci6n-sedimentaci6n en un filtro granular para una temperatura dada. Estos factores son: el tamafio de grano del medio filtrante, la velocidad 'de filtraci6n, el tamafio y distribuci6n de los tamafios de las partfculas del agua a filtrar, la consistencia de los fl6culos, y la cantidad de materia eliminada en el interior del filtro. Por lo tanto, una ecuaci6n de velocidad generalizada debera tener en cuenta estos cinco factores. Aunque son posibles diversas formulaciones, puede desarrollarse una ecuaci6n de velocidad generalizada multiplicando la Ecuaci6n 6.47 por un factor 304 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES que tenga en cuenta el efecto de la materia acumulada en el proceso de filtraci6n. La ecuaci6n que se propone es: q) 1 (dx = - (1 + ax)n roC 1 - q,. dC 111 (6.49) donde q = cantidad de s6lidos en suspensi6n retenidos en el filtro q,. = capacidad maxima de retenci6n de s6lidos m = constante relacionada con la consistencia de los fl6culos Inicialmente, cuando la cantidad de material eliminado en el filtro es pequefla, q = 0; (1-qjq,.) 111 = 1, y la Ecuaci6n 6.49 es equivalente a la Ecuaci6n 6.47. Conforme comienzan a obturarse los estratos superiores, el tennino (1-qjq 11) 111 tiende a cero, con lo que la velocidad de variaci6n de la concentraci6n con la distancia es nula. En niveles mas profundos, la cantidad de materia eliminada es esencialmente nula, y se puede aplicar el analisis anterior. Desarrollo de Ia perdida de carga. En el pasado, la tecnica mas comunmente empleada para detenninar la perdida de carga en un filtro obstruido consistfa en realizar el calculo por medio de una forma modificada de las ecuaciones empleadas para la evaluaci6n de las perdidas de carga para el Arena uniforme Antracita uniforme 4 3 2 1,0 E '" ~ 0,5 () "' "' 'i'i '0 '0 .a; a. Scilidos en suspension eliminados FIGURA 6-32 Perdida de carga respecto a los s61idos en suspension eliminados, para tamarios uniformes de arena y antracita. OPERACIONES FISICAS UNITARIAS 305 TABLA 6-13 Formulas para el calculo de Ia perdida de carga del flujo de agua limpia a traves de un medic granular 8 Definicion de los terminos Ecuaci6n Carmen-Kozency: f 1- h= C v; L -d g (J. 1 1- CJ. LV1 p h =2'-fs g do 1- (J. f= 150 - Nt = N + 1,75 dV,,p R Jl Fair-Hatch: (/.? _ , (1 I1-IW82 (1.3 L vs d2 g -- 2 (1 - C1.) LVS hs - lw 3 (J.. g (6) - Rose: 11 1,067 = ~ v;tlCJ.4d g c .!_ 2 I1 = 1,067 LVs 2'-C p s CJ.4g tl do . ctl = 24 Nn 3 + r;::r + o,34 -yNR Hazen: 11 1 = 60 L c T + 10 dro V/, " Adaptado de Ia bibliografla [19]. 2 p 2'. d2 0 = Coeficiente de compactaci6n (varfa entre 600 para arenas muy compactas y no muy limpias y 1.200 para arenas muy uniformes limpias). Ctt = Coeficiente de arrastre. d = Diametro del grano. d0 = Diametro medio entre los tamaflos de tamiz d 1 y d2 jd;d;, m. d 10 = Diametro de grano efectivo, mm. f = Coeficiente de fricci6n. g = Aceleraci6n de Ia gravedad, 9,8 m/s 2 h = Perdida de carga, m. hs = Perdida de carga a traves de un]echo filtrante estratificado, m. k = Constante de filtraci6n: 5 basada en las aberturas de los tamices; 6 basada en el tamaflo de Ia separaci6n. L = Profundidad del]echo filtrante, m. N 1{ = Numero de Reynolds. p = Fracci6n de partfculas (en masa) retenidas entre dos tamices consecutivos. S = Factor de forma (entre 6,0 para partfculas esfericas y 8,5 para materiales de machaqueo). T = Temperatura, oc. V/, = Velocidad de filtraci6n superficial (de aproximaci6n), m/d. Vs = Velocidad de filtraci6n superficial (de aproximaci6n), m/s. CJ. = Porosidad. Jt = Viscosidad (N. sjm 2). v = Viscosidad cinem, Journal Env. Eng. Div., ASCE, vol. 104, pag. 1.175, 1978. 4. CULP, G. L.: r m (/) 1. Proteinas 2. Grasas 3. Carbohidratos Preductcis firiafes estabilizadas ~ . cr~~~ C02 . 02 1. Nitrates 2.C0 2 3. Sulfates N2 FIGURA 811 El ciclo aerobic en Ia naturaleza. C02 ~:~;s] 1.Amoniaco 2. C02 1. Proteinas 2. Grasas 3. Awfre C02 NHa Gases dela -u JJ 0 () m (/) 0 (/) OJ 0r 0 (j) 0 0 (/) 1. Grasas 2. Proteinas 3. Carbohidratos Vida vegetal "'. -._..-..t--:_ . " -.n. . . . . 1. Amoniaco, C0 2 2. Humus, CH 4 3. Sulfuros .. FIGURA 8-12 El ciclo anaerobic en Ia naturaleza. l C02 NH2 c z ~ JJ 0(/) ~ (,) c.n 436 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES eliminaci6n de f6sforo, y (5) estabilizaci6n de fangos. En lo que resta de este capitulo se pondni especial enfasis en la eliminaci6n de la materia carbonosa, ya sea mediante procesos aerobios o anaerobios. La nitrificaci6n, la desnitrificaci6n y la eliminaci6n del f6sforo son objeto de un estudio mas profundo en el Capitulo 11, mientras que la estabilizaci6n de fangos se aborda en el Capftulo 12. 8.7 PROCESOS DE TRATAMIENTO AEROBIO DE CUL TIVO EN SUSPENSION Los principales procesos de tratamiento biol6gico de cultivo en suspensi6n empleados para la eliminaci6n de la materia organica carbonosa son: (1) el proceso de fangos activados; (2) las lagunas aireadas; (3) el reactor de flujo discontinuo secuencial, y (4) el proceso de digesti6n aerobia. De todos ellos, el proceso de fangos activados es, con mucho, el mas ampliamente empleado en el tratamiento secundario de las aguas resid.uales domesticas, raz6n por la cual en esta secci6n se prestara especial atenci6n a su estudio. En la Secci6n 8.11, que trata la eliminaci6n biol6gica de nutrientes, se estudiara la nitrificaci6n con cultivo en suspensi6n. Proceso de fangos activados Este proceso fue desarrollado en Inglaterra en 1914 por Ardern y Lockett [3], y su nombre proviene de la producci6n de una masa activada de microorganismos capaz de estabilizar un residuo por via aerobia. En la actualidad, existen muchas versiones del proceso original, pero son todas fundamentalmente iguales. El sistema que se ilustra en la Figura 8-13 es el sisterria de fangos activados con reactor de mezcla completa. En la Tabla 8-10 se citan otros sistemas de fangos activados cuyo estudio se aborda en el Capftulo 10. Descripci6n del proceso. Desde el punto de vista del funcionamiento, el tratamiento biol6gico de aguas residuales mediante el proceso de fangos activados se suele llevar a cabo utilizando un diagrama de flujo como el de la Figura 8-13. El residuo organico se introduce en un reactor, donde se mantiene un cultivo bacteriano aerobio en suspensi6n. El contenido del reactor se conoce con el nombre de lfquido mezcla. En el reactor, el cultivo bacteriano lleva a cabo la conversi6n en concordancia general con la estequiometrfa de las Ecuaciones 8.30 y 8.31. Oxidaci6n y sfntesis: COHNS (materia org 5 C0 2 + 2 H 2 0 + NH 3 ,+ energfa (cclulns) 113 160 I 1,42 (8.31) En estas ecuaciones, COHNS representa la materia organica del agua residual. A pesar de que la reacci6n de la respiraci6n end6gena conduce ala formaci6n de productos finales relativamente sencillos y al desprendimiento de energfa, tambien se forman algunos productos organicos estables. A partir de la Ecuaci6n 8.31 se puede observar que si todas las celulas se oxidan por completo, la DBO ultima de las celulas equivale a 1,42 veces el valor de la concentraci6n de celulas. Deposito de _ _ _._.. .residuos a,So--- ; Reactor X, V,, S a., s, x t- __a,,;__,;,_s____. X,, (a) Deposito de _ _ _.-.. . residuos a,S0 - - -... Reactor X, V,,S a., S, X 0 a,, x,, s (b) FIGURA 8-13 Esquema de un reactor de mezcla completa con recirculaci6n celular y purga: (a) desde el reactor, y {b) desde Ia lfnea de recirculaci6n. El ambiente aerobio en el reactor se consigue mediante el uso de difusores ode aireadores mecanicos, que tambien sirven para mantener ellfquido mezcla en estado de mezcla completa. AI cabo de un periodo determinado de tiempo, la mezcla de las nuevas celulas con las viejas se conduce hasta un tanque de sedimentaci6n para su separaci6n del agua residual tratada. Una parte de las celulas sedimentadas se recircula para mantener en el reactor la concentraci6n 438 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES de celulas deseada, mientras que la otra parte se purga del sistema (vease Fig. 8-13b). La fracci6n purgada corresponde al crecimiento de tejido celular, r~ (vease Ec. 8.11), asociado a un agua residual determinada. El nivel al que se debe mantener la masa biol6gica depende de la eficacia deseada en el tratamiento y de otras consideraciones relacionadas con la cinetica del crecimiento. En la Tabla 10-5 del Capitulo 10 se citan las concentraciones de microorganismos mantenidas en varios sistemas de tratamiento de fangos activados. Para proyectar un sistema de fangos activados correctamente y con las debidas garantfas de buen funcionamiento, es necesario comprender la importancia de los microorganismos dentro del sistema. En la naturaleza, el papel clave de las bacterias es descomponer la materia organica producida por otros organismos vivos. En el proceso de fangos activados, las bacterias son los microorganismos mas importantes, ya que son los causantes de la descomposici6n de la materia organica del afluente. En el reactor, o tanque de aireaci6n, las bacterias aerobias o facultativas utilizan parte de la materia organica del agua residual con elfin de obtener energfa para la sfntesis del resto de la materia organica en forma de celulas nuevas, como se muestra en la Figura 8-1. En realidad, s6lo una parte del residuo original se oxida a compuestos de bajo contenido energetico tales como el N03, el S04 2 o el C0 2 ; el resto se sintetiza en forma de materia celular. Los productos intennedios que se forman antes de producirse los productos finales de oxidaci6n son muy diversos, algunos de los cuales se muestran en el termino de la derecha de la Ecuaci6n 8.30. En general, las bacterias que intervienen en el proceso de fangos activados incluyen los generos Pseudomonas, Zoogloea, Achromobacter, Flavobacterium, N acardia, Bdellovibrio, Mycobacterium, y las dos bacterias nitrificantes mas comunes, los Nitrosomas y las Nitrobacter [13,14]. Adicionalmente, se pueden presentar diversas formas filamentosas tales como la Sphaerotilus, Begiatoa, Thiothrix, Lecicothrix, y Geotrichum [13, 14]. En tanto que las bacterias son los microorganismos que realmente degradan el residuo organico del afluente, las actividades metab6licas de otros microorganismos son, iguahnente, importantes en el sistema de fangos activados. Por ejemplo, los protozoos y rotfferos ejercen una acci6n de refino de los efluentes. Los protozoos consumen las bacterias dispersas que no han floculado y los rotfferos consumen cualquier partfcula biol6gica pequefia que no haya sedimentado. Por otro lado, del mismo modo que es importante que las bacterias descompongan el residuo organico tan pronto como sea posible, tambien lo es el que fonnen un fl6culo adecuado, puesto que este punto constituye un requisito previo para la separaci6n de los s6lidos biol6gicos en la instalaci6n de sedimentaci6n. Se ha observado que cuando se aumenta e1 tiempo medio .de retenci6n celular mejoran las caracterfsticas de sedimentaci6n del fl6culo bio16gico. En el caso de aguas residuales domesticas, los tiempos medios de retenci6n celular necesarios para conseguir una buena sedimentaci6n oscilan entre 3 y 4 dfas. En la Tabla 10-5 se indican unos valores tfpicos de los tiempos medios de retenci6n celular empleados en el proyecto y funcionamiento de diversos procesos de fangos activados. Microbiologfa del proceso. PROCESOS BIOLOGICOS UNITARIOS 439 Aunque se obtenga una excelente formaci6n de fl6culos, el efluente del sistema podrfa tener un alto contenido de s61idos biol6gicos, como consecuencia de un mal diseiio de la unidad de sedimentaci6n secundaria, mal funcionamiento de los dispositivos de aireaci6n, o por la presencia de organismos filamentosos como el Sphaerotilus, los E. coli u bongos [14, 17, 42]. Estos temas se tratan'in mas adelante en este capitulo, y se analizan con mayor profundidad en el Capitulo 10. Analisis del proceso: Reactor de mezcla completa con recirculaci6n. En el sistema de mezcla completa, que se ilustra de forma esquematica en la Figura 8-13 yen lafotograffa de la Figura 8-14, elliquido del reactor se mezcla completamente, y se supone que el contenido de microorganismos en el agua que entra al reactor es nulo. Como se mtiestra en la Figura 8-13, la unidad de separaci6n de s6lidos (tanque de sedimentaci6n) en la que se separan las celulas del reactor para su posterior recirculaci6n, es una parte integral del proceso de fangos activados. Debido a la presencia de esta unidad de separaci6n de s6lidos, Ia elaboraci6n de un modelo cinetico para describir este sistema precisa de dos hip6tesis adicionales: La estabilizaci6n de los residuos por parte de los microorganismos se produce unicamente en el reactor. Esta hip6tesis conduce a una modelo conservativo (en algunos sistemas se puede producir cierto grado de estabilizaci6n de los residuos en la unidad de sedimentaci6n). 2. El volumen utilizado al calcular el tiempo medio de retenci6n celular del sistema s6lo incluye el volumen del reactor. 1. FIGURA 8-14 Reactor tfpico de mezcla completa con aireador de superficie. 440 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES En efecto, se supone que el tanque de sedimentaci6n sirve como dep6sito desde el que se recirculan los s6lidos para mantener un nivel determinado de estos en el tanque de aireaci6n. Si el sistema es tal que no se cumplen estas hip6tesis, es necesario introducir modificaciones en el modelo propuesto. Por ejemplo, en sistemas de fangos activados con oxfgeno puro, se ha demostrado que mas del 50 por 100 de los s6lidos totales del sistema pueden estar presentes en el tanque de sedimentaci6n secundaria. Este tema se considera con mayor profundidad y detalle, tanto en la discusi6n que sigue como en el Capitulo 10. El tiempo medio de retenci6n hidraulica del sistema, 05 , se define como: 0 s = Vr Q = V,. + Vs Q (8.32) donde Vr = volumen del reactor+ volumen del tanque de sedimentaci6n. Q =caudal afluente. V,. = volumen del reactor. Vs = volumen del tanque de sedimeritaci6n. El tiempo medi.o de retenci6n hidraulica del reactor, 0, se define como: e = v;. Q (8.33) donde V, = es el volumen del reactor. Para el sistema de la Figura 8-13a, el tiempo medio de retenci6n celular Oc, definido como la masa de microorganismos del reactor dividida por la masa diaria de microorganismos purgada del sistema, viene dado por la siguiente expresi6n: (8.34) donde Qw = caudal dellfquido que contiene las celulas biol6gicas que hay que purgar del sistema (en este caso, del reactor). Qe = caudal de lfquido efluente de la unidad de separaci6n. Xe = concentraci6n de microorganismos en el efluente de la unidad de separaci6n de s6lidos. Para el sistema de la Figura 8-13b, el tiempo medio de retenci6n celular viene dado por la siguiente expresi6n: (8.35) PROCESOS BIOLOGICOS UNITARIOS donde X, Q~v 441 concentraci6n de microorganismos en la linea de recirculaci6n de fangos. = tasa de purga de celulas desde el caudal de recirculaci6n. = Es conveniente hacer menci6n del hecho de que, a menudo, en la

literatura ~eferente a este tema, el valor de ec se suele calcular considenindo la masa total de microorganismos contenidos, tanto en el reactor como en el tanque de sedimentaci6n. Ambos metodos son aceptables, mientras se especifique con claridad las bases de calculo empleadas. Comparando la Ecuaci6n 8.34 o la 8.35 con las Ecuaciones 8.32 y 8.33, se puede apreciar que para un volumen dado del reactor, el valor de Oc es independiente tanto de 0 como de 08 Sin embargo, en la practica, ec no puede ser totalmente independiente de los valores de 0 y 08 Los factores que relacionan ec con 0 y Os se trataran mas adelante. En relaci6n con la Figura 8-13a, se puede escribir un balance de masas para los microorganismos del sistema global de la siguiente manera: 1. Planteamiento general: Velocidad de acumulaci6n de microorganismos dcntro de los lfmites del sistema 2. Cantidad de Cantidad de = microorganismos _ microorganismos que entran en el sistema que salen del sistema Crecimiento neto + de microorganismos (8.36) dentro de los lfmites del sistema Planteamiento simplificado: Acumulaci6n = Entrada- Salida+ Crecimiento neto 3. (8.37) Representaci6n simb6lica: (8.38) Sustituyendo la Ecuaci6n 8.11 por la tasa de crecimiento y suponiendo que la concentraci6n de celulas en el afluente es nula y que prevalecen condiciones estacionarias (dXjdt = 0), se obtiene: (8.39) El termino de la izquierda de la Ecuaci6n 8.39 representa el inverso del tiempo medio de retenci6n celular definido anteriormente (vease Ec. 8.34). Empleando la Ecuaci6n 8.35, la Ecuaci6n 8.39 se puede simplificar y remdenar para obtener: ~'su - Y - -k X r 12 Tuberfa de extracci6n de fangos ~ Tuberfa del agua cruda (a) FIGURA 9-19a Tanques circulares de decantaci6n primaria: (a) de alimentaci6n central (de lnfilco Degremont). m (IJ -o ::D 0 -< m ~ Situaci6n alternativa f,;\ del vertedero 0 (salida central) 0 m Co lector de espumas Coronaci6n del tanque Situaci6n alternativa del vertedero G) (salida periferica) z ~r)> () J 0 z m en -o 1 '' 1)> Tuberia de salida del efluente ::D)> m r 12 " :-. : Bandas de goma ajustables -l ::D ~s: m z d 11 Tuberia de extracci6n del fango Ci5 0 0 (b) -< 0 FIGURA 9-19b c Tanques circulares de decantaci6n primaria: (b) de alimentaci6n periferica (de Ecodyne y Clow-Yeomans). 0 ~ 0 CJ1 ~ 550 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Las espumas se suelen recoger en el extremo de salida de los tanques rectangulares por medio de los rascadores que hacen su camino de retorno por la superficie dellfquido. La espuma se arrastra mediante los rascadores basta un punto en el que se retiene por medio de tmos deflectores para su extracci6n. La espuma tambien se puede arrastrar mediante el rociado con agua a presi6n, y la extracci6n de la espuma se puede realizar arrastnindola manualmente basta una rampa inclinada o por medio de dispositivos mecanicos o hidraulicos, de los que existen diversos sistemas en el mercado. Para instalaciones pequefias, el sistema de recogida de espumas mas comun consiste en una tuberfa horizontal dotada de ranuras que se puede hacer rotar mediante una manivela o un tornillo. Excepto en el momento de recogida de las espumas, las aberturas se hallan por encima del nivel normal del agua en el tanque. En el momento de extraer las espumas, se gira la tuberfa de modo que se sume1jan las aberturas justo por debajo del nivel del agua, permitiendo que las espumas acumuladas fluyan al interior de la tuberfa. Eluso de esta clase de equipos da como resultado un volumen relativamente grande de lfquido con las espumas. Otro metodo de extracci6n de espumas por medios mecanicos consiste en un banedor helicoidal transversal acoplado a un eje. Este equipo permite arrastrar la espuma de la superficie del agua por encima de una corta rampa inclinada para su descarga a un colector de espumas transversal. A continuaci6n, la espuma se hace circular por medio de un chorro de agua a un eyector de espumas o a una camara dotada de una bomba de espumas. Otro sistema consiste en un colector del tipo de cadenas con rascadores que recoge la espuma en un lado del tanque y la arrastra a traves de un pequefio plano inclinado hasta unas tolvas, desde las que se puede bombear a las unidades de evacuaci6n. La espuma tambien se puede recoger con rasquetas superficiales en los tanques rectangulares dotados con equipos de puente de traslaci6n. En las instalaciones en las que se recoge una apreciable cantidad de espuma, las camaras de recogida de espumas suelen estar equipadas con equipos de mezclado que generen una mezcla homogenea antes del bombeo. Las espumas se suelen eliminar junto con los fangos producidos en la planta; no obstante, en muchas plantas, las espumas se eliminan por separado. Los tanques rectangulares multiples exigen menos espacio que los circulares, raz6n por la cual se emplean en zonas en las que la disponibilidad de terreno constituye una traba. Los tanques rectangulares se prestan a ser construidos adyacentes a los tanques de preaireaci6n y de aireaci6n en las plantas de fangos activados, permitiendo el aprovechamiento de paredes comunes y reduciendo los costes de construcci6n. Tambien se adopta esta soluci6n, de forma generalizada, en los casos en los que es necesario cubrir o cerrar los tanques. En emplazamientos en los que el espacio esta limitado, tambien se pueden construir tanques rectangulares de dos pisos (vease Cap. 10). En los tanques circulares, el sistema de flujo es radial (a diferencia del flujo horizontal que se daba en los tanques rectangulares). Para conseguir este sistema de flujo radial, el agua residual a decantar se introduce por el centro o bien por Ia periferia del tanque, tal como muestra Ia Figm:a 9-19. Ambas configuraciones de flujo han proporcionado, por lo geneTanques circulares. PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO 551 i< ~jlfi' ~,~,;Ynlul!'lliuii~.,!.\!~~.: r:~ :',.,.;J. . ~~~~:::,~::',~~~:~,~- , FIGURA 9-20 Tanque de decantaci6n de alimentaci6n central equipado con puente rascador. ral, resultados satisfactorios, a pesar de que el sistema mas comunmente empleado es el de introducir el agua por el centro. En las unidades de alimentaci6n periferica, se han producido algunos problemas con Ia distribuci6n del flujo y Ia eliminaci6n de espumas. En el diseflo de alimentaci6n central (vease Fig. 9-19a), el agua residual se transporta bacia el centro del tanque mediante una tuberia suspendida del puente o embebida en hormig6n por debajo de Ia solera. En Ia zona central, el agua residual pasa por una campana circular diseflada para distribuir el flujo unifonnemente en todas direcciones. La campana central tiene un diametro que suele variar entre el 15 y el 20 por 100 del diametro total del tanque, con una profundidad que varfa entre 1 y 2,5 m. El puente rascador gira lentamente y puede tener dos o cuatro brazos equipados con rascadores de fondo. Los puentes tambien incluyen unos rascadores superficiales para Ia eliminaci6n de espumas. En la Figura 9-20 se muestra un decantador de alimentaci6n central tfpico equipado con un mecanismo de rascadores para Ia recogida de los fangos. En el diseflo de alimentaci6n perimetral (vease Fig. 9-19b), existe un deflector circular suspendido a corta distancia del muro del tanque, formando un espacio anular en el que se descarga el agua residual en direcci6n tangencial. El agua residual circula en espiral alrededor del tanque y por debajo del deflector, mientras ellfquido decantado se recoge por medio de unos vertederos colocados a ambos !ados de un canal situado en la parte central. La grasa y Ia espuma quedan retenidas en Ia superficie del espacio anular. 552 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES En los tanques circulares de 3,6 a 9 m de diametro, el equipo de extracci6n de fango esta soportado por medio de vigas apoyadas en las paredes laterales. Los tanques de diametro superior a 10,5 m utilizan un pilar central que soporta el puente rascador y que es accesible por medio de una pasarela (vease Fig. 9-20). La solera del tanque tiene forma de cono invertido, con una pendiente aproximada de 1/12, y el fango se arrastra a un cuenco relativamente pequefio situado junto a la zona central del tanque. Cuando la instalaci6n consta de varias unidades, se acostumbra a disponer los tanques en grupos de dos o cuatro unidades. El caudal se divide entre los diferentes tanques mediante una arqueta de reparto situada entre ellos. El fango se suele extraer mediante bombeo para su descarga a las unidades de evacuaci6n de fangos. Produccion de fango Se debe conocer o estimar el volumen de fango producido en los tanques de decantaci6n primaria, de modo que el proyecto y dimensionamiento de los tanques, junto con las instalaciones de tratamiento y eliminaci6n del fango, se puedan llevar a cabo correctamente. El volumen de fango producido dependeni de: (1) las caracterfsticas del agua residual cruda, incluidas la ectad y concentraci6n de la misma; (2) el tiempo de detenci6n y el grado de tratamiento a llevar a cabo en los tanques; (3) el estado de los s61idos sedimentados, incluyendo el peso especffico, el contenido de agua, y los cambios de volumen experimentados bajo la influencia de los dispositivos mecanicos de eliminaci6n de fangos o de la profundidad del tanque, y (4) ellapso de tiempo transcurrido entre las operaciones de extracci6n de fangos. En la Tabla 9-9 se proporcionan datos sobre el peso especffico y el contenido en humedad del fango extrafdo de los tanques de sedimentaci6n primaria. El Ejemplo 9-2 ilustra la importancia de estos factores en el calculo de la capacidad de almacenamiento necesaria. Ejemplo 9-2. Estimaci6n del volumen de fango. Estimar el volumen de fango primario producido por cada 10 3 m 3 de un agua residual tfpica de concentraci6n media. Sup6ngase que el tiempb de detenci6n del tanque es de 2 h y que el rendimiento de eliminaci6n de s6lidos suspendidos es del 60 por 100. Solucion 1. 2. Estimar Ia concentraci6n de s6lidos suspendidos. De acuerdo con Ia Tabla 3-16, un agua residual de concentraci6n media contiene 220 mg/1 de s6lidos suspendidos. Determinar el peso de s6lidos secos eliminado por cada 10 3 m 3 S6lidos secos 3. = 0,6 220 g/m 3 10 3 m 3 (1/1.000 g/kg) = 132 kg Detenninar el volumen de fango utilizando los datos de la Tabla 9-9 (para fango primario), y la Ecuaci6n 12.2. Si el peso especffico del fango es 1,03 y contiene un 6 por 100 de s6lidos (humedad del 94 por 100), el volumen correspondiente es: PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO Volumen, m 3 = 553 132 kg = 2 14m 3/10 3 m 3 1,03 1.000 lcgjm 3 . (0,06) ' Comentario. Debido a los numerosos problemas asociadas a! manejo, tratamiento, y evacuaci6n del fango, es importante producir un fango tan espeso como sea posible (a fin de minimizar el volumen a manejar) compatible con las instalaciones de tratamiento de que se disponga. En el Ejemplo 9-3 se ilustra el calculo del volumen de fango producido en los procesos en los que se emplean prod11ctos qufmicos. El calculo que se acaba de realizar es directamente aplicable al proyecto de instalaciones de bombeo de fangos de tanques de decantaci6n primaria. Para evitar el deterioro de la calidad del efluente, el fango se debera evacuar por bombeo al menos una vez por turno de trabajo, incrementandose la frecuencia de esta operaci6n en las epocas de tiempo calido. En plantas de grandes dimensiones, el bombeo del fango puede ser: (1) continuo, o (2) intermitente, con un sistema de arranque-paro de temporizador. Como alternativa, el bombeo del fango se puede iniciar con un temporizador y midiendo la densidad del fango para desactivar el bombeo. En los tanques de decantaci6n primaria empleados en los procesos de fangos activados, es necesario tener en cuenta el exceso de fango activado que se pueda afiadir al agua a tratar para su sedimentaci6n y espesado junto con el fango primario. En las plantas de tratamiento en las que se recircula a la decantaci6n primaria el fango activado en exceso, se deberan tomar las medidas oportunas para poder tratar fangos ligeros y floculentos con contenidos de humedad del 98 al 99,5 por 100 y concentraciones de 1.500 a 10.000 mg/1 en el lfquido mezcla afluente al tanque. 9.7 OTRAS UNIDADES Y OPERACJONES PARA LA ELIMINACION DE SOL/DOS De cara a la eliminaci6n de s6lidos suspendidos y flotantes, la flotaci6n y el tamizado son operaciones unitarias que pueden sustituir la decantaci6n primana. Flotaci6n La flotaci6n se ha empleado con agua residual cruda, agua residual decantada, y caudales pluviales procedentes de aliviaderos de tormentas. El proceso presenta la ventaja de admitir altas cargas de superficie al tiempo que procura altos porcentajes de eliminaci6n de grasas y materias flotantes. Para estas aplicaciones, no existen relaciones aire-s61idos de disefio bien definidas. A partir de la experiencia practica, parece ser que cantidades del orden del 2 al 3 por 100 en volumen del caudal de agua residual proporcionan resultados 554 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 9-9 Informacion tfpica sobre el peso especffico y Ia concentraci6n del fango procedente de los tanques de decantaci6n primaria Concentraci6n de s61idos, % " Tipo de fango Unicamente fangos primarios: Agua residual de concentraci6n media b Agua residual procedente de redes de alcantarillado unitarias Primaries y fangos activados en exceso Primaries y humus de filtros perforadores Peso especifico Intervalo Tipico 1,03 4-12 6 1,05 4-12 6,5 1,03 1,03 2-6 4-10 3 5 " Porcentajc de s6lidos secas. h Vease Tabla 3-16. satisfactorios. La flotaci6n tambien se emplea de forma generalizada para el espesamiento de los fangos activados en exceso, lo que se analiza en detalle en el Capitulo 12. El esquema de un proceso tfpico de flotaci6n con aire se puede observar en la Figura 6-21b, en el que se presuriza el caudal de recirculaci6n. El diseflo contempla la inyecci6n de aire al calderfn de presurizaci6n y el mezclado del aire y del agua residual recirculada en el interior del tanque. Estos diseflos permiten una saturaci6n del 80 al 95 por 100, frente al 50 por 100 que se puede conseguir en diseflos estaticos. A continuaci6n, el caudal de recirculaci6n semisaturado se introduce en los tanques de flotaci6n. Una valvula de contrapresi6n mantiene el calderfn de presurizaci6n a una presi6n entre 28 y 35 kN/m 2 . Con el fin de evitar el descenso en el rendimiento del proceso de flotaci6n, es conveniente diseflar la entrada de agua de modo que no se produzcan turbulencias ni disipaci6n de energfa. Tamizado Con el desarrollo de mejores materiales y equipos para los tamices, esta aumentando el uso de tamices de malla fina para la eliminaci6n de arena, en. sustituci6n o como complemento para la mejora del rendimiento de los tanques de decantaci6n primaria. Los tres tipos de tamices de malla fina usados para este prop6sito son el tipo inclinado autolimpiante (Fig. 9-3a), el de tambor rotatorio (Fig. 9-3b), y el tamiz de disco giratorio (vease Fig. 9-21). En la Tabla 9-10 se presenta informaci6n tfpica de proyecto de este tipo de tamices. A partir de la' infonnaci6n obtenida en instalaciones a escala real, se deduce que con los dos primeros tipos de tamiz citados se pueden alcanzar rendimientos de eliminaci6n del 80-90 por 100 de arenas, 15-25 por 100 de la DB0 5 , y entre el 15 y el 30 por 100 de los s6lidos suspendidos. Con el uso de PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO 555 FIGURA 9-21 Tamiz de disco giratorio utilizado para el tratamiento primario (se muestra sin cubierta) (vease tambien Fig. 13-24). tamices de disco giratorio se pueden alcanzar rendimientos de eliminaci6n del 40-50 por 100 de los s61idos suspendidos y del 25-35 por 100 de la DB0 5 . Tambien se ha podido comprobar que la trituraci6n de los s6lidos empleando dilaceradores impide conseguir rendimientos de eliminaci6n de la DB0 5 tan elevados [18]. En los casos en los que se emplean tamices de malla fina en sustituci6n de decantadores primmios, las instalaciones secundarias previstas a continuaci6n se deben dimensionar adecuadamente para poder trabajar con los s6lidos y DBO no eliminados en los tamices, que tienen valores superiores a los obtenidos con los decantadores primarios. 9.8 PRECIPITACION QUIMICA En 1870, la precipitaci6n qufmica ya estaba establecida en Inglaterra como metodo de tratamiento de las aguas residuales. A finales de siglo pasado y primeros del presente, el tratamiento qufmico se utilizaba de forma generalizada en los Estados Unidos pero, con el desarrollo de los tratamientos biol6gicos, se abandon6 el uso de productos qufmicos y se adoptaron estos ultimos procesos de tratamiento biol6gico. A principios de los afios 1930, se hicieron algunas tentativas de desarrollo de nuevos metodos de tratamiento qufmico, y 556 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 9-10 Informacion tfpica para el proyecto de dispositivos de tamizado utilizados en el tratamiento primario de agua residual Tipo de tamiz Elemento Superficie del tamiz: Clasificaci6n de tamafios Intervale de tamafios, pm Material Capacidad hidni.ulica, m 3 /m 2 min Composici6n de los residues s6lidos, %en peso Eliminaci6n de s6lidos suspendidos, % Inclinado Tambor rotatorio Disco rotatorio Medio Medio Fino 0,01-0,06 0,01-0,06 0,001-0,01 Alambre de acero inoxidable de cufia Alambre de acero inoxidable de cufia Malia de de acero inoxidable 0,60-2,40 0,005-0,04 0,004-0,04 10-15 15-30 10-15 15-30 6-12 40-50 se instalaron una serie de plantas. En la bibliograffa se pueden encontrar detalles de estos primeros procesos [7,10]. En la pnictica actual, Ia precipitaci6n qufmica se emplea como (1) medio para mejorar el rendimiento de las instalaciones primarias, (2) un paso basico en el tratamiento fisico-qufmico independiente del agua residual, y (3) mecanisme de eliminaci6n del f6sforo. Las dos primeras aplicaciones se analizan en lo que sigue, mientras que la eliminaci6n del f6sforo se analiza en el Capftulo 11. Aparte de la determinaci6n de las dosificaciones de reactivos necesarias, los principales aspectos de proyecto relacionados con el uso de la precipitaci6n qufmica incluyen el analisis y proyecto de las instalaciones de tratamiento de fangos necesarias, y la elecci6n y disefio de los sistemas de almacenamiento, alimentaci6n, conducci6n y control de los reactivos. Eliminaci6n mejorada de s61idos suspendidos El grado de clarificaci6n obtenido cuando se afiaden reactivos al agua residual cruda depende de la cantidad de reactivos utilizados, y del cuidado con que se controlan y operan los procesos. Mediante la precipitaci6n qufmica, es posible eliminar del 80 al 90 por 100 de los s6lidos en suspensi6n, del 70 al 80 por 100 de la DB0 5 , y del 80 al 90 por 100 de las bacterias. Los valores comparables de eliminaci6n para tanques de sedimentaci6n primaria correctamente disefiados y operados sin adici6n de reactivos estan entre el 50 y el 70 por 100 para los s6lidos suspendidos, del 25 al 40 por 100 de la DB0 5 , y del 25 al 75 por 100 para las bacterias. Dado que las caracterfsticas del agua residual son PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO 557 TABLA 9-11 Cargas de superficie recomendadas para diversas suspensiones qufmicas Carga de superficie, m3/m 2 d Suspension Fl6culo de alumina" Fl6culo de hierro a Fl6culo de cal a Agua residual cruda Intervalo Caudal punta 25-50 25-50 30-60 25-50 50 50 50 " Mezclado con los s6lidos en suspensi6n sedimentables del agua residual cruda y con los s6lidos en suspensi6n o coloidales desprendidos de los fl6culos. variables, las dosis de reactivos necesarias se deben determinar a partir de ensayos de laboratorio o con planta piloto. En la Tabla 9-11 se proporcionan los valores recomendados de las cmgas de superficie para diferentes tipos de suspensiones qufmicas, a utilizar en el proyecto de instalaciones de decantaci6n. Tratamiento ffsico-qufmico independiente En algunas poblaciones, la presencia de residuos industriales ha dificultado el tratamiento biol6gico de las aguas residuales urbanas. En tales situaciones, el tratamiento ffsico-qufmico puede constituir una opci6n alternativa. Este metoda de tratamiento no ha resultado muy exitoso debido a su falta de regularidad en el cumplimiento de las normativas de vertidos, el alto coste de los reactivos, el manejo y eliminaci6n de grandes voh1menes de fangos generados como consecuencia de la adici6n de los reactivos, y numerosos problemas operativos. A partir de los resultados tfpicos de plantas a escala real que emplean carbon activado, se ha observado que las columnas de carb6n activado s6lo consegufan eliminar entre el 50 y el 60 par 100 de la DB0 5 total aplicada, y que las plantas no eran capaces de cumplir consistentemente con las normativas establecidas para los tratamientos secundarios. En algunos casas, para reducir los problemas operativos y conseguir cumplir con las restricciones establecidas, ha sido necesario llevar a cabo modificaciones sustanciales en lo procesos o sustituirlos par tratamientos biol6gicos. Estas son las razones par las cuales apenas se han encontrado nuevas aplicaciones de los tratamientos ffsico-qufmicos para el tratamiento de las aguas residuales urbanas. El tratamiento ffsico-qufmico se emplea de forma mas generalizada para el tratamiento de vertidos industJ,""iales. Las dosificaciones de reactivos necesarias se deben determinar mediante ensayos de laboratorio o estudios en planta piloto en funci6n de los objetivos del tratamiento. 558 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES En la Figura 9-22 se ilustra el diagrama de flujo del tratamiento ffsicoqufmico del agua residual bruta. Como se puede observar, una vez concluida una primera fase de precipitaci6n qufmica y ajuste del pH por recarbonataci6n (caso de que sea necesario), se hace circular el agua residual a traves de un media granular filtrante para eliminar todo fl6culo residual presente y luego, a ttaves de columnas de carb6n para eliminar los compuestos organicos disueltos. El filtro figura como elemento opcional, pero su uso esta recomendado para reducir las obturaciones y el aumento de la perdida de carga en las columnas de carb6n. El efluente tratado de las columnas de carb6n se suele clorar antes de descargarlo a las aguas receptoras. Estimaci6n de Ia producci6n de fango El manejo y la eliminaci6n del fango generado en los procesos de precipitaci6n qufmica es una de las mayores dificultades asociadas al tratamiento qufmico del agua residual. El fango se produce en gran volumen en la mayorfa de las operaciones de precipitaci6n qufmica, alcanzando a menudo un 0,5 por 100 del volumen de agua residual tratada en los casas en los que se emplea cal. Los procesos de calculo necesarios para estimar Ia cantidad de fango resultante de la precipitaci6n qufmica con sulfato ferroso y cal se ilustran en el Ejemplo 9-3. Ejemplo 9-3. Calculo del fango producido en Ia precipitaci6n qufmica del agua residual cruda. Estimar la masa y el volumen de fango producidos en el proceso de eliminaci6n de s6lidos suspendidos de un agua residual bruta con y sin adici6n de sulfato ferroso y cal. Sup6ngase que el 60 por 100 de los s6lidos suspendidos se elimina en el decantador primario sin adici6n de productos qufmicos, y que la adici6n de sulfato ferroso y cal eleva el rendimiento de eliminaci6n basta el 85 por 100. Los siguientes datos tam bien son aplicables:. Caudal de agua residual= 3.800 m 3/d. S6lidos suspendidos = 220 mg/1. 3. Dosificaci6n de sulfato ferroso (FeS0 4 7 H 2 0) = 8,5 mg/1. 4. Dosificaci6n de cal = 70 mg/1. 5. Solubilidad del carbonato de calcio = 15 mg/1. 1. 2. Solucion 1. Calcular Ia masa. y volumen de s6lidos eliminados sin Ia adici6n de productos qufmicos: a) Masa de s6lidos eliminados sin productos qufmicos: M,, = 0,6 (220 gjm 3) (3.800 m 3) (1/1.000 kg/g) = 501 kg/d b) Masa de s6lidos eliminados con el uso de productos qufmicos: M,, = 0,85 (220 gjm 3) (3.800 m 3) (1/1.000 kg/g)= 711 kg/d IJ JJ Tanque Agua residual de lavado de . a contra corriente ~-------------------- regulaci6n ~--------------- 1 I I I I I Recarbonataci6n (si se usa cal como coagulante) I I I I I ~ . Mezcla _ rapida Agua residual Desbaste cruda y -. y desarenado 1 floculaci6n I I I I I I I I I I I I 1 1 I Opcional l I . Filtraci6n I I I I I I I I I I I I ~-----------------4-----, I l Coagulante (s) I I . I ! . lI - Sobrenadante Secado _ del fango I Centrad a a filtrodo Fango ~ 0 0z m (/))> lcarb6nl m r t Espesado de fango {opcional) j_ ~ IJ I I z Claro tI I I L------ 0 m c b ar on glanular Fango I I ~ -- -'- I ' --+-I I I L----------------------J I -< m -.------.----1 I I Laguna de . .. 1 _ homogenei-r-' I d~a~~~dal Sedimen- taci6n 0 I l Regeneraci6n del carbon JJ)> --i JJ ~ ::s::: m z d Caudales residuales procedentes del scrubber y doll"""' dol'"""' --------------------- ___________L____________________l FIGURA 9-22 Diagrama de flujo tfpico de una planta de tratamiento ffsico-qufmico lzquierda abajo: decantadores tfpicos de gran diametro empleados en el tratamiento qufmico del agua residual. 11 Ci5 0 0 -< c 0 ~ 0 0 c.n c.n (0 560 2. INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Utilizando las Ecuaciones 7.4 a 7.6, determinar Ia cantidad de hidr6xido ferrico producido como consecuencia de Ia adici6n de 8,5 mg/1 de sulfa to ferroso: Hidr6xido ferrico formado = 8,5 106,9/278 = 3,27 mg/1 3. Utilizando las Ecuaciones 7.2 y 7.3, detenninar Ia cantidad de carbonato calcico producido como consecuencia de Ia adici6n de 8,5 mg/1 de sulfato ferroso: Carbonato calcico formado = 8,5 112/278 100/56 = 6,12 mg/1 4. Utilizando las Ecuaciones 7.4 y 7.5, determinar Ia cantidad de carbonato calcico producido como consecuencia de Ia adici6n de 70 mg/1 de cal. N6tese que Ia cal reaccionara con el C0 2 y con los bicarbonatos: Carbona to calcico formado = 300/112 (70 - 6,12 56/100) = 178,3 mg/1 5. Determinar Ia cantidad total de carbonato de calcio precipitado teniendo en cuenta Ia solubilidad del carbonato de calcio: a) Carbonato de calcio no precipitado: CaC0 3 no precipitado = 15 mg/1 b) 6. CaC0 3 precipitado = (6,12 Determinar Ia cantidad total de s6lidos (secos): S6lidos secos totales = = 711 kg/d + (3,12 7. 1.367 kg/d = 17,3 6 m 3/d 1,05 1.000 kg/m 3 (0,075) Determinar el volumen total de fango sin precipitaci6n qufmica suponiendo que el peso especffico del fango es 1,03 y que Ia humedad es del 94 por 100 (vease Cap. 12): V:, = 9. + 169,4) g/m 3 3.800 m3 (1/1.000 kg/g)= 1.367 kg/d Determinar el volumen de fango resultante de Ia precipitaci6n qufmica suponiendo que el fango tiene un peso especffico de 1,05 y una humedad del 92,5 por 100 (vease Cap. 12): V:, = 8. + 178,3) - 15 = 169,4 mg/1. 501 kg/d 3 = 8,10 m3/d 1,03 1.000 kg/m (0,06) Preparar una tabla resumen de las masas y volumenes producidos con y sin precipitaci6n qufmica: Fango Tratamiento Sin precipitaci6n qufmica Con precipitaci6n qufmica Masa, kg/d Volumen, m 3/d 501 1.367 8,10 17,36 PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO 561 Comentario. A Ia vista de los datos presentados en Ia Tabla elaborada en el Apartado 9, resulta evidente Ia magnitud del problema de Ia evacuaci6n de fango cuando se afiaden productos qufmicos para mejorar la eliminaci6n de s6lidos suspen- ~~ ' Almacenamiento, dosificaci6n, conducci6n y sistemas de control de los productos qufmicos El proyecto de las operaciones de precipitaci6n qufmica conlleva no s6lo el dimensionamiento de las diferentes operaciones y procesos unitarios, sino tambien el proyecto de las instalaciones complementarias necesarias. Dada la naturaleza corrosiva de muchos de los productos qufmicos empleados para la precipitaci6n qufmica del agua residual y las diferentes formas en que se suministran, es necesario prestar especial atenci6n al proyecto y a los materiales construcci6n utilizados para el almacenamiento, dosificaci6n, conducci6n y sistemas de control de los productos qufmicos. En esta secci6n se incluye una breve discusi6n de estos temas; para mayor informaci6n, consultese la bibliograffa [19, 20]. En los sistemas .de tratamiento de aguas residuales domesticas, los productos qufmicos que se emplean suelen estar en fase s6lida o lfquida. Los coagulantes s6lidos se suelen convertir en lfquidos o coloides antes de incorporarlos al agua residual. Los coagulantes lfquidos se suelen suministrar concentrados, por lo que se tienen que diluir antes de introducirlos en el agua residual. Los sistemas de dosificaci6n de reactivos se conocen bajo el nombre de dosificaci6n en seco y lfquida. Sistemas de dosificaci6n en seco. Un sistema de dosificaci6n en seco consiste, generalmente, en una tolva de almacenamiento, un dosificador de reactivos en seco, un tanque de disoluci6n, y un sistema de distribuci6n por gravedad o mediante bombeo (vease Fig. 9-23). Los elementos se dimensionan en funci6n del volumen de agua residual, la intensidad del tratamiento, y del tiempo 6ptimo para la dosificaci6n y disoluci6n de los productos qufmicos. Las tolvas empleadas para el almacenamiento de polvos compresibles y con tendencia a experimentar el efecto arco, como el caso de la cal, estan equipadas con sistemas de vibraci6n o rotura de b6vedas y un sistema de eliminaci6n de polvo. Los sistemas de dosificaci6n en seco pueden ser gravimetricos o volumetricos. Los dosificadores volumetricos se basan en la medida del volumen del reactivo seco dosificado, mientras que los sistemas gravimetricos se basan en la medici6n del peso de reactivo dosificado. En el uso de sistemas de dosificaci6n en seco, la operaci6n de disoluci6n es crftica. La capacidad del tanque de disoluci6n se obtiene a partir del tiempo de detenci6n, que esta directamente relacionado con la velocidad de disoluci6n del reactivo. Es necesario emplear agitadores mecanicos en aquellos casos en los que se controle la cantidad de agua suministrada con el fin de conseguir una soluci6n de concen- 562 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Colector Conducci6n de llenado de polvo (pneumatico) Co lector de polvo To Iva de almacenamiento Tamiz con rompedor Lien ado I Tolva para cl- almacenamiento diario do productos qurmicos secas, procedentes de sacos o cubas Sistemas de alimentaci6n alternativos, en funcion del sistema de almacenamiento Suministro deagua~-----------, ~ ~~----~ Drenaje Rota metro Transporte por gravedad al Iugar de aplicacion Disolvedor Valvula reductora de presion Tan que de retencion Bombeo hasta el punto de aplicaci6n FIGURA 9-23 Sistema tfpico de alimentaci6n de productos qufmicos (vfa seca) [19]. Ventilaci6n, aliviadero, y drenaje \ Bomba Mezclador de Ventilacion,~ transferencia aliviadero, Grifo Suministro drenaje de muestra con camiones "/ Alimentador "\ '\, de lfquido cisterna Deposito Deposito de sumi~ Punto de almacenamiento - de aplicacion de Ia solucion ,....1 nistro diario L Agua de dilucion FIGURA 9-24 Sistema tfpico de alimentaci6n de productos qufmicos (vfa lfquida) [20]. PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO 563 traci6n constante. Las soluciones preparadas se suelen almacenar despues de Ia operaci6n de disoluci6n para su descarga a los puntos de aplicaci6n en dosis controladas mediante bombeo. Sistemas de dosificaci6n lfquida. Normalmente, los sistemas de dosificaci6n lfquida incluyen un dep6sito de almacenamiento, una bomba de transferencia, un tanque de disoluci6n para diluir, diariamente,la soluci6n concentrada, y una bomba de dosificaci6n de reactivos para Ia distribuci6n a los puntos de aplicaci6n (vease Fig. 9-24). En los sistemas en los que el reactivo lfquido no requiere disoluci6n, las bombas de dosificaci6n de reactivos extraen ellfquido directamente del dep6sito de almacenamiento. El dep6sito de almacenamiento se dimensiona en funci6n de Ia estabilidad del reactivo, las necesidades de dosificaci6n, las limitaciones de suministro (coste, capacidad de los camiones cisterna, etc.) y de Ia disponibilidad de abastecimiento. Para conseguir un control preciso sobre la dosificaci6n de los reactivos, las bombas de dosificaci6n de Ia soluci6n suelen ser bombas de desplazamiento positivo. 9.9 DESINFECCION CON COMPUESTOS DE CLORO La qufmica del cloro en el agua y en el agua residual ha sido analizada en el Capitulo 7, donde tambien se hacfa un analisis de c6mo actua el cloro como desinfectante. Sin embargo, a! margen de la desinfecci6n, el cloro se ha aplicado para otros objetivos diversos dentro del campo del tratamiento de las aguas residuales, entre los que podemos incluir Ia precloraci6n para el control de Ia producci6n de sulfuro de hidr6geno, control del bulking en los fangos activados, y en el control de olores. Por lo tanto, el objetivo de este apartado es una breve discusi6n de: (1) los diversos usos y dosis necesarias; (2) los compuestos del cloro mas comunmente empleados; (3) equipos y metodos empleados en las aplicaciones del cloro; (4) proyecto de las intalaciones de mezclado y de los tanques de contacto para Ia desinfecci6n, y (5) metodos de decloraci6n. Aplicacion Con el fin de facilitar el disefio y selecci6n del equipo e instalaciones necesarias, en este apartado se analizan los usos para los que se ha empleado el cloro, con sus correspondientes intervalos de dosis. Usos. En Ia Tabla 7-8 se citaban los principales usos del cloro y sus compuestos en Ia recogida, tratamiento y evacuaci6n de las aguas residuales. De las muy diversas aplicaciones del cloro, Ia desinfecci6n de los efluentes tratados sigue siendo Ia de mayor importancia. Dosis. En Ia Tabla 9-12 se proporcionan los rangos de dosis para varias aplicaciones del cloro. El hecho de que se de un intervalo de valores de las dosis es debido a Ia variabilidad de las caracterfsticas del agua residual. Por 564 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES ello, siempre que sea factible, es conveniente realizar ensayos de laboratorio para detenninar las dosis 6ptimas de cloro. La capacidad de los equipos de cloraci6n se selecciona, por lo general, para asegurar el cumplimiento de los criterios especi'ficos de proyecto del pafs o de los organismos encargados de la protecci6n del cuerpo de agua receptor (vease Ejemplo 9-4). En cualquier caso, cuando se especifique el contenido de cloro residual en el efluente o se limite el numero final de bacterias coliformes, la cantidad de cloro a aplicar se deben'i determinar experimentalmente, si ello es posible. Sin embargo, en ausencia de datos mas concretes, se pueden emplear los valores maximos de la Tabla 9-12 como referenda para el calculo del equipo de cloraci6n a seleccionar. Compuestos del cloro Los compuestos de cloro mas frecuentemente empleados en las plantas de tratamiento del agua residual son el cloro {Cl 2), el di6xido de cloro (Cl0 2), el hipoclorito de calcio [Ca(OC1) 2], y el hipoclorito de sodio (NaOCl). Cuando se usan las dos ultimas especies qufmicas, el proceso de cloraci6n recibe e1 nombre de hipocloraci6n. El cloro se suministra en forma de gas licuado a alta presi6n en botellas de tamafios variables entre cilindros de 68 kg y contenedores de 1 tonelada, camiones multicisterna que transportan 15 contenedores de 1 tonelada, y camiones cisterna con capacidades de 16, 30 y 55 toneladas. La elecci6n del tamafio del recipiente a presi6n depende del estudio econ6mico de costes de transporte, almacenamiento, ocupaci6n de espacio y cantidad de cloro utilizado. Las instalaciones de ahnacenamiento y manipulaci6n se pueden proyectar con ayuda de la informaci6n facilitada por el Chlorine Institution y tambien se deben tener en cuenta las necesidades de prevenci6n contra el fuego que aparecen en el texto [16] de la bibliograffa. Aunque todas las precauciones y dispositivos de seguridad que se deban incluir en las instalaciones de manipulaci6n del cloro sean demasiado numerosas para citarlas, a continuaci6n enumeraremos las mas relevantes: Cloro. El cloro gas es t6xico y muy corrosive. Debera preverse una adecuada ventilaci6n para la extracci6n de gas a nivel del suelo, ya que es un gas mas pesado que el aire. El sistema de ventilaci6n debera tener capacidad para llevar a cabo al menos 60 renovaciones de aire por bora. Tambien puede ser necesario instalar sistemas de lavado caustico de emergencia para neutralizar las fugas de cloro. 2. Las salas en las que se almacene el cloro y este instalado el equipo dosificador deben'in estar separadas del resto de la planta por tabiques, y s6lo deberan ser accesibles desde el exterior. Se debera construir una ventana fija de observaci6n en una pared interior. A la entrada de la sala debera situarse e1 control de los ventiladores, y cerca de la entrada deberan colocarse mascaras de gas en zonas protegidas pero de rapido acceso. 3. Para evitar la posibilidad de congelaci6n, se debera controlar la temperatura en las zonas de dosificaci6n y cloraci6n. 1. PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO .565 TABLA 9-12 Dosis para diversas aplicaciones de Ia cloraci6n en Ia recogida, tratamiento y evacuaci6n del agua residual Intervalo de dosis, mg/1 Aplicacion Red de alcantarillado: Control de corrosi6n (H 2 S) Control de olores Control de crecimientos de pelfculas biol6gicas Tratamiento: Reducci6n de DBO Control de espumas en digestores y tanques Imhoff Oxidaci6n del sobrenadante del digestor Oxidaci6n del sulfato ferroso Control de moscas en los filtros Control de la inundaci6n en los filtros Eliminaci6n de grasas Control del bulking del fango Evacuaci6n (desinfecci6n): Agua residual bruta (precloraci6n) Elluente primario Elluente del proceso de precipitaci6n qufmica Elluente de plantas de filtros percoladores Elluente del proceso de fangos activados Elluente filtrado (a continuaci6n del proceso de fangos activados) " Por mg/1 de H,S. h Por mg/1 de DB0 5 e1iminada. ' 6(FeS0 4 71-1 2 0) + 3C1 2 -> 2FeC1 3 4. 2-9" 2-9" 1-10 0,5-2 b 2-15 20-140 0,1-0,5 1-10 2-10 1-10 6-25 5-20 2-6 3-15 2-8 1-5 + 2Fe 2 (S0 4) + 42H 2 0. El gas y lfquido del eloro seco se puede manipular en conducciones de hierro fmjado, pero el elora disuelto es altamente corrosivo, y se debe manejar en tuberfas de PVC. 5. Debeni preverse un adecuado almacenamiento de los cilindros de reserva. La cantidad de elora almacenado se debe calcular en funci6n de la disponibilidad y dependencia del suministro, asf como de la cantidad de elora consumido. Los cilindros en uso se situan sabre una bascula, y la perdida de peso se usa como una medida de la dosificaci6n de elora. 6. Para evitar el sobrecalentamiento de los cilindros llenos en elimas calidos, los cilindros se deben proteger de la luz solar. 7. En sistemas de mayores dimensiones, se deben disponer sistemas de analisis de elora residual para observar y controlar la posibilidad de dosificaci6nes excesivas o demasiado escasas. 8. Las instalaciones de almacenamiento y dosificaci6n de elora se deben proteger frente al riesgo de incendios. Ademas, se deben ineluir sistemas de detecci6n de fugas de elora y conectarlos a un sistema de alanna y al sistema de lavado de emergencia, si es que existe. 566 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Di6xido de cloro. En la generaci6n del di6xido de cloro (vease Fig. 9-26, presentada mas adelante en este capftulo), se vaporiza el cloro lfquido, se dosifica a evaporadores y cloradores normalizados, y se convierte en una disoluci6n de cloro mediante un inyector. El clOlito de sodio se puede adquirir y almacenar en su forma lfquida (normalmente en forma de soluci6n de riqueza del 25 por 100) y se dosifica directamente a la columna de reacci6n, o se puede conseguir en forma de sal, caso en el que la soluci6n se prepare en la planta. Las soluciones de cloro y de clorito de sodio se juntan en la base de una columna de reacci6n de porcelana. La generaci6n de di6xido de cloro se produce confonne esta soluci6n combinada asciende por la columna. El tiempo de contacto adecuado suele ser de 1 minuto. Para aumentar la velocidad de reacci6n y obtener una mayor producci6n de di6xido de cloro, se recomienda introducir un pequefio exceso de cloro. Debido a que el cl01ito de sodio es del orden de diez veces mas caro que el cloro, en relaci6n de pesos, es necesario tener en cuenta consideraciones de orden econ6mico. La soluci6n que se obtiene de la columna de reacci6n s6lo esta formada parcialmente por di6xido de cloro, ya que la fracci6n restante es cloro en soluci6n en forma de acido hipocloroso. Hipoclorito de calcio. El hipoclorito de calcio se comercializa en forma seca o lfquida. El hipoclorito de calidad contiene, por lo menos, un 70 por 100 de cloro disponible. En forma seca, se suministra en granulos o en polvo, tabletas comprimidas, o en pastillas. Existe una gran variedad de tamafios de recipientes, dependiendo de los fabricantes. Los granulos y pastillas de hipoclorito de calcio se disuelven facilmente en agtia y, bajo condiciones de almacenamiento adecuadas, son relativamente estables. Debido a su potencial de oxidaci6n, el hipoclorito de calcio se debe almacenar en lugares frescos y secos, alejado de otros productos qufmicos, en contenedores resistentes a la corrosi6n. Muchas de las consideraciones en materia de seguridad asociadas al transporte, almacenamiento y dosificaci6n del cloro lfquido-gaseoso se eliminan empleando hipoclorito de calcio o de sodio. El hipoclorito es m--------J I I 1 : Sulfonador I_ \ L-- Dioxide de azufre liquido Dioxido de azufre Dioxide de azufre gas Aguas receptoras FIGURA 9-27 Diagrama de flujo esquematico del proceso de hipocloraci6n/decloraci6n [9]. operador cambia el caudal de dosificaci6n en funci6n de las condiciones de funcionamiento. La dosis necesaria se suele determinar midiendo el cloro residual tras un tiempo de.contacto de 15 minutos, ajustando la dosis de modo que se obtenga una concentraci6n de cloro residual de 0,5 mg/1. Un segundo metoda consiste en efectuar la dosificaci6n proporcional al caudal, estableciendo una correspondencia entre el caudal de elora y el caudal de agua residual medido en un caudalfmetro magnetico, un aforador Parshall, o en un tubo de flujo. Un tercer metoda consiste en el controlla dosificaci6n de cloro mediante una medici6n automatica del cloro residual. Para ello es necesario disponer de un analizador automatico con un transmisor y registrador de sefiales. Por ultimo, tambien se puede emplear un sistema que combina el segundo y el tercer metoda de control propuestos. En un sistema compuesto, las sefiales de control obtenidas en el caudalfmetro de agua residual y en el analizador de cloro residual proporcionan un control mas preciso de la dosificaci6n de cloro y del cloro residual. Para mayores detalles sobre estos sistemas, consultese la bib!iograffa [24]. PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO 571 Mezclado y contacto del .cloro Como se ha comentado en el Capftulo 7, en igualdad de las restantes condiciones, los principales factores que intervienen en la consecuci6n de una efectiva eliminaci6n de bacterias son el mezclado efectivo de la soluci6n de cloro con el agua residual, el tiempo de contacto, y el cloro residual. El tiempo de contacto suele venir especificado por los organismos de control, y puede variar entre 15 y 45 minutos, siendo habitual un tiempo de contacto de 15 minutos a caudal punta. La cantidad de cloro residual que se debe mantener, si no se especifica en las normas reguladoras, se debe obtener a partir de estudios sobre el funcionamiento de la propia planta. En ausencia de informaci6n mas concreta, el cloro residual se puede estimar por medio de la Ecuaci6n 7.47. Los calculos que es preciso realizar se ilustran en el Ejemplo 9-5. Ejemplo 9-5. Estimaci6n del cloro residual requerido: Estimar la concentraci6n de cloro residual que se debe mantener para conseguir una cantidad de coliformes igual o inferior a 200/100 ml en el efluente de una instalaci6n de tratamiento de fangos activados suponiendo que el contenido de colifonnes en el efluente es de 10 7/100 mi. El tiempo de contacto exigido es de 30 min. ~Cual sera el cloro residual necesario para obtener una cantidad determinada de coliformes para un caudal correspondiente al valor mantenido durante un dfa indicado en la Figura 2-5? So/uci6n 1. Determinar el cloro residual necesario para cumplir los requisites en el vertido del efluente utilizando la Ecuaci6n 7.47. Nr = (1 No 2 10 2 _- (1 107 X + 0 23C tt 3 ' r + 0,23C1t) _ 3 10- 5 = (1 + 0,23Ctt)- 3 1 + 0,23Ctt = (0,5 X 10 5) 113 = 36,84 Cl = (36,84 - 1)/0,23 = 155,8 2 Para t X = 30 min, ct = 155,8/30 = 5,2 mg/1 2. Determinar el cloro residual para el caudal punta mantenido de un dfa. De la Figura 2-5, se obtiene que Ia relaci6n entre el caudal punta y el caudal medio es de 2,75. Dado que el tiempo de contacto tambien se reducira en esta relaci6n, el cloro residual correspondiente sera de: ct = 155,8/(30/2,75) = 14,3 mg/1 572 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Comentario. El sistema de cloraci6n debe ser capaz de proporcionar concentraciones de cloro residual que abarquen un amplio intervalo de condiciones operativas, y debe incluir un margen de seguridad apropiado. Ademas, en Ia aplicaci6n de Ia Ecuaci6n 7.47 se ha supuesto que el tanque de contacto era, o bien un reactor de flujo discontinuo, o un reactor de flujo en pist6n ideal en el que se consegufa el mezclado inicial ideal. Se deberfa emplear un reactor de flujo en pist6n debido a que los reactores de flujo discontinuo se utilizan raras veces a no ser que se trate de plantas pequeiias. Por lo tanto, para tener en cuenta los efectos de Ia dispersi6n axial inherente a los reactores de flujo en pist6n, normalmente sera necesario aumentar el valor de Ia concentraci6n obtenida en el Apartado 1. En el proyecto de las instalaciones de mezelado y contacto del elora existen una serie de factores pnicticos que es preciso considerar, entre los que cabe destacar: (1) metoda de adici6n del elora y dispositivos de mezela; (2) diseflo del tanque de contacto; (3) mantenimiento de la velocidad de transporte de s6lidos, y (4) control en la salida y medici6n del elora residual. Estos temas se analizan en la siguiente discusi6n. El diseflo de cualquier sistema de eloraci6n par contacto debe ineluir la inyecci6n y el mezelado del elora. La adici6n de la disoluci6n de elora se suele llevar a cabo mediante un difusor, que puede consistir en una conducci6n de plastico con agujeros perforados a traves de los cuales se puede ditribuir el elora uniformemente a la corriente de agua residual, o alimentando directamente el elora a los helices o paletas de un sistema de mezelado rapido para conseguir una difusi6n instantanea y completa. En Ia Figura 9-28 se muestran ejemplos de difusores tfpicos. En Ia mayorfa de los casas, el tipo de .difusor dependenl. de los medias empleados para conseguir el mezelado inicial de la soluci6n de elora y el agua residual. Un mezelado inicial efectivo de la soluci6n de elora con el agua residual se puede conseguir empleando un regimen de flujo turbulento o par medias mecanicos. El mezelado turbulento (descrito en el Capitulo 6) se puede conseguir mediante: (1) saltos hidraulicos en canales abiertos; (2) tubas de Venturi; (3) conducciones; (4) bombeos; (5) mezeladores estaticos, o (6) camaras dotadas de dispositivos de mezela mecanicos. La practica actual tiende al usa de sistemas de mezelado mecanico para conseguir un mezelado rapido y completo (vease Fig. 9-29). El diseflo ideal deberfa permitir tiempos de mezela del arden de un segundo o inferiores con un mezelador capaz de proporcionar gradientes de velocidad (G) entre 1,500 y 3.000 s- 1 . Como alternativas a la inyecci6n y mezelado de Ia soluci6n de elora, se pueden emplear, con el elora gas, mezeladores de chorro o de aspiraci6n. En este tipo de dispositivos, se crea un vacfo y se conduce el elora al dispositivo de mezela (vease Fig. 9-30) El elora se dispersa rapidamente en el agua residual. Las ventajas de este tipo de dispositivos son las siguientes: (1) minimizaci6n del fen6meno de rotura del elora molecular que puede producirse en los sistemas convencionales de mezela de la soluci6n; (2) consecuci6n de una desinfecci6n mas efectiva [23], y (3) no son necesarias bombas de inyecci6n de elora independien tes. lnyecci6n y mezclado inicial. PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO Soluei6n de cloro Soluei6n de eloro , 573 Soluei6n de cloro lnyeetor (a) (b) Tubo de PVC perforado Conexi6n de aeero de 15 em Alime taei6n de agua Alimentaci6n de agua al inyeetor (c) (d) Tuberfas para Ia soluei6n de cloro u otro material de 7,5 em 1Soluci6n de cloro ~- / Planta Nivel Abrazadera del agua de Ia ~~~~~g manguera ~Difusor t:Jil.Jll Jll Jll Jll JIL JIL Jll Jll Jl) I - /-' \ Seeei6n 1}\:- '01" ~'II\" 1J:-.- 1n 1 ' ' Manguera flexible de 3,8 em f/,' ,, z \ lnmersi6n mfnima, 40 em Boquilla difusora para mangueras de 3,8 em (f) (e) FIGURA 9-28 Difusores utilizados para inyectar soluCiones de cloro: (a) inyector simple para tuberfa de pequefio diametro; {b) inyector doble para tuberfa de pequefio diametro; (c) difusor transversal para tuberfas de diametro superior a 0,9 m; (d) sistema difusor para conductos de gran diametro; (e) difusor simple dispuesto transversalmente al canal, y {f) difusor del tipo de boquillas suspendidas para canales abiertos. El metoda concreto de obtenci6n de un mezclado inicial efectivo variani en cada situaci6n y puede venir dictado par las normas locales o estatales. Para mayores detalles sabre el mezclado inicial del cloro, consultese la bibliograffa [6, 23, 24]. 574 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES . . ~ Efluente - i\ - Camara de contacto FIGURA 9-29 Camara de cloraci6n de agua residual con agitaci6n mecEmica. Proyecto de tanques de cloraci6n. Dada la importancia del tiempo de contacto, es necesario prestar especial atenci6n al disefio del tanque de cloraci6n, de modo que al menos entre el 80 y el 90 por 100 del agua residual permanezca dentro del tanque durante el tiempo de contacto especificado. La mejor manera de alcanzar este objetivo es emplear una tanque de laberinto del tipo de flujo en pist6n o bien una serie de tanques interconectados o con diferentes compartimentos. Los tanques de cloraci6n de flujo en pist6n construidos a modo de laberinto para el ahorro de superficie precisan un especial cuidado en su disefio. Ello es debido al desarrollo de zonas muertas que reducin1n los tiempos de detenci6n hidniulica. Las relaciones longitud-anchura (L/W) superiores a 10:1, y especialmente del orden de 40:1, minimizan los Alimentaci6n de desinfectante l Tubo reactor a presi6n Bomba (a) (b) FIGURA 9-30 Mezcladores de cloro por inyecci6n: (a) inyector de bomba (de Pentech-Houdaille), y (b) mezclador de aspiraci6n (de Gardiner Equipment Co.). PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO 575 cortocircuitos. La creaci6n de cortocircuitos tambien se puede minimizar reduciendo la velocidad del agua residual que entra en los tanques de cloraci6n. Para el control de la velocidad de entrada del agua se pueden emplear deflectores como los usados en los tanques de sedimentaci6n rectangulares. La colocaci6n de deflectores longitudinales puede reducir los cortocircuitos y mejorar el tiempo de detenci6n real. En la Figura 9-31 se muestra un tanque de cloraci6n dotado de deflectores en las cmvas del canal. FIGURA 9-31 Tanque de cloraci6n de flujo en piston con deflectores en los extremos. Para facilitar las operaciones de mantenimiento y de extracci6n de fangos acumulados, la mayorfa de las plantas deberfan contar condos o mas tanques de cloraci6n. Tambien se deben tomar medidas adecuadas para el drenaje y la eliminaci6n de espumas. Como alternativa al vaciado del tanque para la extracci6n de fangos, se pueden emplear equipos de limpieza por aspiraci6n. El bypasado de los tanques de cloraci6n para realizar las operaciones de mantenimineto s6lo se debe llevar a cabo en situaciones especiales, y siempre con la autorizaci6n de los organismos reguladores. En el caso de que el tiempo de circulaci6n por la conducci6n de salida de la planta, en condiciones de caudal punta, sea igual o superior al tiempo de contacto, puede resultar posible eliminar los tanques de cloraci6n, siempre y cuando se cuente con la autorizaci6n de los organismos reguladores. En algunas plantas de pequefio tamafio, los tanques de cloraci6n se han construido con tuberfas de alcantarillado de gran diametro. 576 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Mantenimiento de Ia velocidad de transporte de s61idos. A caudal mfnimo, la velocidad horizontal en el tanque debeni ser suficiente para arrastrar los s6lidos del fondo o, como mfnimo, proporcionar una sedimentaci6n mfnima de los fl6culos de fango que hayan podido escapar del tanque de sedimentaci6n. Las velocidades horizontales deben1n ser de 2 a 4,5 mjmin como mfnimo. El caudal a la salida del tanque de cloraci6n se puede medir mediante un vertedero triangular o rectangular o mediante un aforador Parshall. Los dispositivos de control de la cloraci6n, proporcional al caudal, pueden funcionar a partir de estas mediciones del caudal o de otras obtenidas en la planta. La determinaci6n final de la eficiencia de un tanque de cloraci6n se debe basar en el amllisis de muestras para la comprobaci6n del cloro residual y del NMP de organismos coliformes. Cuando se emplea el cloro residual para el control de la cloraci6n, es necesario instalar bombas de toma de muestras en cabecera del primer tanque de cloraci6n, inmediatamente despues del mezclado n1pido. Para llevar a cabo un control mas preciso de la cloraci6n, se puede medir el cloro residual en el efluente del tanque de cloraci6n, medidas que tambien se deben llevar a cabo para asegurar el cumplimiento de las normas de los organismos reguladores. En el caso de que no hubiera tanque de cloraci6n y se sustituyera por el emisario de evacuaci6n para procurar el tiempo de contacto necesario, la muestra puede tomarse en el punto de cloraci6n y determinar la cantidad de cloro residual una vez transcurrido un tiempo equivalente al tiempo de contacto. A continuaci6n, se elimina el cloro de la muestra y se analiza para averiguar el numero de bacterias mediante los procedimientos de laboratorio habituales. Control de salida y medici6n del cloro residual. Decloraci6n La decloraci6n de los efluentes tratados se lleva a cabo en casos en los que cloro residual pueda tener un efecto potencialmente t6xico sobre los organismos acuaticos, incluso a bajas concentraciones. La eliminaci6n del cloro se puede conseguir por reacci6n con un agente reductor tal como el di6xido de azufre o el metabisulfito de sodio, o por adsorci6n sobre carb6n activado. El reactivo mas comunmente empleado es el di6xido de azufre, especialmente en plantas de tratamiento con capacidades por encima de los 3.800 m 3/dfa. El objetivo de esta secci6n es la discusi6n breve de los factores de proyecto que hay que tener en cuenta en los sistemas de di6xido de azufre y de carb6n activado. Di6xido de azufre. El di6xido de azufre (S0 2) se comercializa en forma de gas licuado a presi6n en contenedores de acero de 45, 68 y 1 tonelada de capacidad. La manipulaci6n del di6xido de azufre se lleva a cabo en instalaciones muy parecidas a las empleadas para el manejo del cloro. Cuando se afiade al agua, el di6xido de azufre reacciona para formar acido sulfuroso (H 2 S0 3), que es un agente reductor fuerte. La disociaci6n del acido sulfuroso genera HSQ3, que reaccionara con el cloro libre o combinado para formar iones de PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO , 577 cloro o de sulfato. La reacci6n con el cloro presente en el agua se produce en tiempos por debajo de los 2 minutos. Los principales elementos de que consta un sistema de di6xido de azufre son los contenedores de di6xido de azufre, balanzas, dosificadores de di6xido de azufre (sulfonadores), inyectores de la soluci6n, un difusor, una camara de mezcla, y las conducciones de interconexi6n. Para las instalaciones que precisan grandes dosificaciones de di6xido de azufre se emplean evaporadores, debido a la baja presi6n de vaporizaci6n, 241 kN/m 2 a 21 C. Las capacidades n01males de los sulfonadores son de 216, 864 y 3.409 kg/d. En la Tabla 9-13 se facilita informaci6n tfpica de proyecto para estos elementos. Carbon activado. La forma mas habitual de llevar a cabo el tratamiento con carb6n activado se basa en el flujo descendente a traves de una camara que puede ser abierta o cerrada. En la Tabla 9-13 se proporcionan las cmgas y tiempos de contacto tfpicos. El sistema de carb6n activado, al tiempo que mas caro que otros sistemas de eliminaci6n del cloro, puede ser apropiado en los casos en los que se emplea el carb6n activado como proceso de tratamiento avanzado. En el Capitulo 11 se estudia con mayor detalle la adsorci6n sobre carb6n activado. TABLA 913 Informacion tipica para el proyecto de instalaciones de decloracion de dioxido de azufre y carbon activado Valor Elemento Di6xido de azufre: Dosificaci6n, mg/1 por mg/1 de cloro residual Valor medio Caudales punta Tiempo de contacto a caudal punta (mezcla nipida), s Velocidad de extracci6n de gas, leg/d Contenedores de 75 leg Contenedores de 1.000 leg Carbono activado: Carga aplicada, m 3/m 2 . d Tiempo de contacto, min 9.10 Intervalo Tipico 1,0-1,6 1,3 4 45 2-5 30-60 15 185 120-165 15-25 150 20 OTROS SISTEMAS DE DESINFECCION La desinfecci6n con cloruro de bromo, con ozono, y con radiaci6n ultravioleta, son otros de los sistemas de desinfecci6n que se han utilizado. Cada uno de estos sistemas alternativos de desinfecci6n se estudia en la siguiente secci6n. 578 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Desinfecci6n con cloruro de bromo El cloruro de bromo es un producto qufmico corrosivo y peligroso, raz6n por Ia cual requiere precauciones especiales en su transporte, almacenamiento y manejo. Sin embargo, debido a su menor velocidad de vaporizaci6n, el cloruro de bromo es menos peligroso que el cloro. AI contrario que el bromo lfquido, el cloruro de bromo es menos corrosivo para el acero, lo cual permite usar las conducciones y contenedores normalmente asociadas al uso de cloro. El cloruro de bromo se suele suministrar en forma lfquida en botellas, camioiles cisterna, o contenedores de 1,5 toneladas. (El cloruro de bromo tiene mayor densidad que el cloro; su peso especffico es de 2,34, mientras que el del cloro es 1,47.) Como desinfectante de aguas residuales, las aplicaciones del cloruro de bromo son reducidas. Para su uso como desinfectante, el cloruro de bromo se alimenta en forma de gas licuado. El abastecimiento de cloruro de bromo se presuriza artificialmente con nitr6geno (o aire seco) para alimentar el lfquido al m6dulo de dosificaci6n a presi6n constante. El m6dulo de dosificaci6n lfquida afiade el cloruro de bromo a una corriente de agua de diluci6n, produciendo la disoluci6n de cloruro de bromo para su aplicaci6n al agua residual. En la Figura 9-32 se ilustra un esquema del diagrama de flujo de un sistema de cloruro de bromo tfpico. El cloruro de bromo residual desaparece nipidamente en el Almacenamiento de cloruro de bromo Cloruro de bromo lfquido Efluente de agua residual I -,I I I lnyector -+--Jt------' Canal de contacto AlimentadorA de cloruro I de bromo : 1 lfquido I I Monitor de seguimiento del cloruro de bromo residual Aguas receptoras FIGURA 9-32 Diagrama de flujo esquematico' del proceso de desinfecci6n con cloruro de bromo [9]. PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO - 579 tanque de contacto; por lo tanto, en el punto de aplicaci6n, es necesario asegurar el buen mezclado de la disoluci6n de cloruro de bromo con el agua residual. Si se desea controlar la dosificaci6n de cloruro de bromo en funci6n del cloruro de bromo residual, la toma de muestras se deberia situar en un lugar que corresponda, aproximadamente, a un tiempo de contacto de 5 mimitos. Desinfecci6n con ozono Las concentraciones de ozono que se pueden conseguir a partir, tanto de aire, como de oxfgeno puro son tan bajas, que la eficiencia en la transferencia a la fase lfquida constituye un aspecto econ6mico que merece una importancia extrema. Por esta raz6n, normalmente se suelen emplear tanques de contacto cubiertos y muy profundos. El ozono se suele difundir desde el fondo del tanque en forma de finas burbujas que proporcionan un mezclado del agua residual ademas de conseguir una transferencia y utilizaci6n del ozono maximas. Un sistema de difusores bien dimensionado deberfa ser capaz de conseguir normalmente porcentajes de transferencia de ozono del orden del 90 por 100. Los gases liberados en la camara de contacto se deben tratar para destruir el ozono residual, ya que se trata de un gas extremadamente irritante y t6xico. El producto generado en la destrucci6n del ozono es oxfgeno puro, que puede ser reutilizado si se emplea el oxfgeno puro como fuente para la generaci6n de ozono. En la Figura 9-33 se ilustra un diagrama de flujo esquematico de un sistema tfpico de desinfecci6n con ozono. Efluente Seiial de control de agua r- - - - - - - --c----- r~ Caudalfmetro --------., 1 Generador de ozona Ozona gas Seiial I de I control ~-------, Oxfgeno puro Planta de generaci6n criogenica .g ro ~ ~ Camaras cerradas de contacto Efluente desinfectado Aguas receptoras FIGURA 9-33 Diagrama de flujo esquematico del proceso de desinfecci6n con ozona [9]. 580 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Desinfecci6n con radiaci6n ultaviolcta Debido a que en la desinfecci6n con radiaci6n ultravioleta no se emplea ningun agente qufmico, este sistema se debe considerar como el sistema de desinfecci6n mas seguro de los incluidos en la Tabla 7-3. Hoy en dfa, la utilidad de !a radiaci6n ultravioleta como desinfectante no se puede considerar totalmente demostrada. En algunas instalaciones, se han formado incrustaciones en los tubas de cuarzo que encierran las lamparas de radiaci6n ultravioleta. Las incrustaciones que se forman tienden a reducir la efectividad y fiabilidad del sistema. Desgraciadamente, los sistemas de limpieza mecanica o s6nica que existen en la actualidad no son todo lo eficientes que debieran en !a recuperaci6n de !a eficiencia de los tubas UV. En la Figura 9-34 se representa un diagrama de flujo esquematico de un sistema tfpico de desinfecci6n mediante radiaci6n ultravioleta. Efluente de agua residual Sefial de control 0 ~---------~ Caudalfmetro Control de luz ultravioleta I I I t I 1-f==H==}-.-Efluente desinfectado Camaras de contacto con luz ultravioleta FIGURA 9-34 Diagrama de flujo esquematico del proceso de desinfecci6n por radiaci6n ultravioleta [9]. 9.11 POSTAIREACION La necesidad de los sistemas de postaireaci6n ha aparecido en los ultimos aiios como consecuencia de la introducci6n de parametros de calidad de los efluentes que incluyen altos niveles de oxfgeno disuelto (4 a 8 mg/1). Las concentraciones de oxfgeno disuelto se han convertido en parametros de calidad para el vertido a evacuar a tramos de corrientes de agua que tienen una calidad limitada. El objetivo de estas medidas es asegurar que las bajas concentraciones de oxfgeno disuelto de los efluentes tratados no provoquen un deterioro inmediato de las aguas receptoras despues de la mezcla. Habitualmente, para cumplir los objetivos de la postaireaci6n, tres son los metodos mas comunmente empleados: (1) aireaci6n en cascadas; (2) aireaci6n mecanica, y (3) difuson~s de aire. PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO - 581 Aireaci6n en cascadas Si las limitaciones de espacio y las condiciones hidniulicas lo permiten, el metodo mas econ6mico de aumentar los niveles de oxfgeno disuelto es la aireaci6n en cascadaso Este metodo consiste en usar la diferencia de cota disponible para crear turbulencias al hacer descender una fin a pelfcula de agua residual por una serie de escalones de honnig6no El reridimiento depende de la cantidad inicial de oxfgeno disuelto, del nivel de oxfgeno disuelto requerido para el vertido, y de la temperatura del agua residual. En Ia Tabla 9-14 se ofrece informaci6n tfpica para el proyecto de este tipo de procesoso Para facilitar las labores de construcci6n, en los casos en los que se instale tanto un tanque de cloraci6n como un sistema de postaireaci6n en cascada, ambos elementos se pueden construir siguiendo la misma estructurao TABLA 9-14 Informacion tfpica para el proyecto de un sistema de postaireaci6n de cascada Valor Elemento Carga hidniulica a caudal medio de proyecto, m 3 /do m de anchura Dimensiones de los peldanos, em Altura Longitud Altura de la cascada, em Intervalo Tipico 10250-60200 30000 15-30 30-60 15-40 20 45 El metodo mas comun empleado para determinar Ia altura de Ia cascada se basa en las siguientes ecuaciones, desarrolladas por Barret en el Water Research Laboratory Inglatera [3]: R-1 H= --------------0,361ab(1 donde R = relact6n de deficit = 0 0 unidades SI + 0,046T) (Cs- Co) C Cs _ (9o2) 0 Cs = concentraci6n de saturaci6n de oxfgeno disuelto del agua residual a la temperatura T, mg/1. 582 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES C0 concentraci6n de oxfgeno disuelto a la entrada del sistema de postaireaci6n, mg/1. C = nivel de oxfgeno disuelto final necesario despues de la postaireaci6n, mg/1. a = pan1metro de calidad del agua, con valor 0,8 para un efluente de una planta de tratamiento. b = pan1metro de geometrfa del vertedero (vertedero, b = 1,0; escalones, b = 1,1; vertedero escalonado, b = 1,3). T = temperatura del agua, C. H =altura de cafda del agua, m. = Un factor clave en el uso de este metodo es la adecuada elecci6n de la temperatura crftica del agua residual, que afecta al valor de la concentraci6n de saturaci6n de oxfgeno disuelto. Este efecto se ilustra en el Ejemplo 9-6. Ejemplo 9-6. Determinacion de Ia altura de un sistema de aireaci6n de cascada. Calcular Ia altura de un sistema de aireaci6n de cascada para una planta de tratamiento de aguas residuales situada en una zona de clima calido donde Ia temperatura media del agua residual es de 20 oc en invierno y de 25 oc en verano. La concentraci6n de oxfgeno disuelto en el afluente a! sistema de postaireaci6n, C 0 , es de 1,0 mg/1, y Ia concentraci6n final necesaria, C, es de 6 mg/1. So/uci6n 1. Determinar Ia concentraci6n de saturaci6n del oxfgeno disuelto, Cs, correspondiente a las diferentes temperaturas del agua residual. a) 2. Las solubilidades del oxfgeno disuelto a 20 oc y 25 oc son 9,08 y 8,24 mg/1 respectivamente (Apendice E). Calcular Ia altura de Ia cascada para T = 20 oc utilizando Ia Ecuaci6n 9-2. a) Calcular Ia relaci6n de deficit de oxfgeno disuelto: R b) . . = Relac16n de deficit = cs - co = 9,08 cs - c 9,08 - 1,0 = 2,62 6,0 Calcular Ia altura de cascada, suponiendo que se adopta una soluci6n de escalones: R -1 H=----- -0,361ab(1 + 0,046T) 2,62- 1 H = 0,361(0,8)(1,1)(1 + 0,046 H = 2,66 m X 20) 1,62 0,61 PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO 583 3. Calcular la altura de cascada a 25 oc utilizando la Ecuac6n 9-2: a) Calcular la relaci6n de deficit: R b) = . . Relac16n de deficit = C, - C0 c.- c = 8,24 - 1,0 8,24- 6'0 = 3,23 Calcular la altura de cascada, suponiendo el uso de escalones, siguiendo el mismo procedimiento de calculo que en el caso anterior: H = 3,26 m Comentario. El aumento de la temperatura produce un aumento del deficit de oxfgeno, hecho que afecta a la altura de la cascada. Por lo tanto, para comprobar el dimensionamiento de la cascada, las comprobaciones se deben realizar con las maximas temperaturas del agua residual. Aireaci6n mecanica Para los sistemas de postaireaci6n, se emplean dos tipos principales de equipos de aireaci6n mecanica: aireadores de superficie de baja velocidad, y aireadores de turbina sumergidos. Excepto en casos en los que se requieran niveles de transferencia de oxfgeno elevados, la tendencia apunta bacia el uso de aireadores de superficie de baja velocidad, ya que suelen ser mas baratos. Para niveles de transferencia de oxfgeno elevados, es preferible el uso de turbinas sumergidas. Para el calculo de las necesidades de oxfgeno para los aireadores superficiales, consultese el Capftulo 10. La mayorfa de las instalaciones consisten en dos o mas aireadores instalados en dep6sitos rectangulares. A caudales punta, los tiempos de detenci6n en las instalaciones de postaireaci6n mecanica varfan entre 10 y 20 minutos, tanto si se utiliza la aireaci6n mecanica como los difusores de aire. Aireaci6n mediante difusores de aire En plantas de tratamiento de mayores dimensiones, pueden resultar adecuados los sistemas de aireaci6n con difusores de aire. Para ello, se pueden emplear tanto difusores porosos como no porosos. En funci6n de la profundidad de sumergencia, con los difusores no porosos se pueden conseguir eficiencias de transferencia entre el 5 y el 8 por 100 (burbujas gruesas), y dellS al 25 por 100 con difusores porosos (burbujas finas). Para el calculo de las necesidades de oxfgeno para el uso de sistemas de difusores de aire, consultese el Capftulo 10. Despues del tratamiento secundario, los factores alfa deberfan oscilar entre 0,85 y 0,95 en el caso de burbujas gruesas, y entre 0,70 y 0,85 para sistemas de burbujas finas. 584 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES 9.12 CONTROL DE OLORES En las plantas de tratamiento de aguas residuales, las principales causas de olores tienen su origen en: (1) agua residual septica que contiene sulfuro de hidr6geno y otros compuestos olorosos; (2) residues industriales evacuados a la red de alcantarillado; (3) residues de desbaste y areqas sin lavar; (4) instalaciones de manipulaci6n de fangos de fosas septicas; (5) espumas en los tanques de sedimentaci6n primaria; (6) procesos de tratamiento biol6gico sobrecargados; (7) espesadores de fangos; (8) operaciones de quemado del gas residual, cuando se emplean temperaturas inferiores a la 6ptima; (9) instalaciones de acondicionamiento y deshidrataci6n de fangos; (10) incineradores de fangos; (11) fango digerido en eras de secado o en tanques de almacenamiento, y (12) operaciones de compostaje de fangos. En esta secci6n se describinin algunos de los enfoques basicos del control de olores y se proporciona una visi6n global de algunos de los metodos empleados para tratar los olores presentes en forma de gases. Para mayor informaci6n sabre los metodos de control de olores, consultese la bibliograffa [1, 15]. Problematica del control de olores La proliferaci6n sistematica de olores en las plantas de tratamiento se puede minimizar prestando especial atenci6n a algunos detalles de proyecto tales como la adopci6n de vertederos y entradas de agua sumergidas, cmgas adecuadas de los procesos, contenci6n de fuentes de olores, combusti6n de gases a las temperaturas adecuadas, y un buen mantenimiento de las instalaciones. No obstante, en conveniente tener presente que aun asf los olores apareceran de vez en cuando. Cuando esto sucede, es importante tomar medidas inmediatas para el control de los mismos. Este hecho conllevara, con frecuencia, cambios operacionales o la adici6n de productos qufmicos tales como elora, per6xido de hidr6geno, cal u ozono. En los casos en los que las intalaciones de tratamiento se hallen en las proximidades de zonas urbanizadas, puede ser necesario cubrir algunas de las unidades de tratamiento, entre las que se pueden incluir las obras de entrada, decantadores primarios, y espesadores de fango. Cuando se cubran unidades de proceso, es necesario extraer y procurar tratamiento a los gases que se generan en los mismos. El metodo de tratamiento especffico dependera de las caracter1sticas de los compuestos olorosos. La habilitaci6n de espacios de disipaci6n de olores tambien puede resultar una medida efectiva para la protecci6n de las zonas urbanizadas; en la Tabla 9-15 se presentan ejemplos de distancias y radios de disipaci6n de olores adoptados en el estado de Nueva Yorlc. Caso de que se adopten distancias de disipaci6n, es necesario realizar estudios que pennitan identificar el tipo y tamaflo de la fuente de olores, las condiciones metereol6gicas de la zona, las condiciones de disipaci6n, y el tipo de zona urbanizada que exista en las proximidades. En casos en los que la proliferaci6n de olores sucede de forma cr6nica, las posibles lfneas de actuaci6n para la resoluci6n de estos problemas pueden PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO , 585 incluir: (1) cambios operacionales en el proceso de tratamiento o mejora del nivel de tratamiento para eliminar las fuentes de olores; (2) control del agua residual evacuada a la red de alcantarillado y a la planta de tratamiento que pueda ser la causa de los malos olores, y (3) control qufmico de la fase lfquida (agua residual). El desarrollo de un control ffsico o qufmico sobre la fase gaseosa (corrientes de gas) se analiza en la siguiente secci6n. TABLA 9-15 Distancias de amortiguamiento mfnimas recomendadas para Ia disipaci6n de los olores generados en las unidades de tratamientoa,b Proceso de tratamiento Distancia de amortiguamiento, m Tanque de sedimentaci6n Filtro percolador Tanque de aireaci6n Laguna aireada Digestor de fango (aerobio o anaerobio) Unidades de procesado de fangos Eras de secado a! aire libre Eras de secado cubiertas Tanque de almacenamiento de fango Espesador de fangos Filtro de vacfo Oxidaci6n por vfa humeda Lecho de recarga de efluentes Filtraci6n de efluentes secundarios Abierta Cerrada Tratamiento avanzado del agua residual Filtraci6n terciaria de efluentes Aire libre Cerrados Desnitrificaci6n Laguna de refino Aplicaci6n a! teneno 400 400 500 1.000 500 500 400 1.000 1.000 500 LSOO 800 500 200 300 200 300 500 500 " Fuente: New York State Department of Environmental Conservation. Las distancias de amortiguamiento exigidas en cada caso dependen de una serie de condiciones. Vcase texto. b Cambios operacionales. Los cambios operacionales que se pueden llevar a cabo incluyen: (1) reducci6n de las sobrecargas a los procesos; (2) aumento del nivel de aireaci6n en los procesos de tratamiento biol6gico; (3) aumento de la capacidad de la planta poniendo en funcionamiento las instalaciones de reserva, caso de que existan; (4) reducci6n de la masa de fangos existente en la planta; (5) aumento de la frecuencia de bombeo de fangos y espumas; (6) 586 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES adici6n de

agua de diluci6n cl01ada a los espesadores de fangos; (7) reducci6n de las turbulencias generadas por cafda libre del agua mediante el control de los niveles del agua; (8) control de la liberaci6n de aerosoles; (9) aumento de la frecuencia de evacuaci6n de arenas y residuos, y (10) aumento de la frecuencia de limpieza de las acumulaciones de compuestos olorosos. Control de los vertidos a Ia red de alcantarillado. El control de los vertidos a la red de alcantarillado se puede llevar a cabo: (1) adoptando normativas de vertido de residuos mas restrictivas y reforzando la obligatoriedad de su cumplimiento; (2) obligando al pretratamiento de los vertidos industriales, y (3) exigiendo la regulaci6n de caudales en las fuentes de origen. Control de olores en Ia fase lfquida. El control de la emisi6n de olores en la fase lfquida se puede llevar a cabo: (1) manteniendo las condiciones aerobias aumentando el nivel de aireaci6n para afiadir oxfgeno, mejorando el mezclado, o afiadiendo per6xido de hidr6geno o aire en conductos de impulsi6n de gran longitud; (2) controlando el crecimiento microbiano anaerobio por desinfecci6n o por control del pH; (3) oxidando los compuestos olorosos mediante la adici6n de productos qufmicos, y (4) controlando la turbulencia. Para informaci6n mas detallada sobre la proliferaci6n, efecto y control de las transformaciones biol6gicas, consultese la bibliograffa [12]. Control de gases olorosos Los principales metodos existentes para el control de los gases olorosos se pueden clasificar en ffsicos, biol6gicos, y qufmicos. En la Tabla 9-16 se resumen los principales metodos englobados en cada categorfa. En las Figuras 9-35 y 9-36 se ilustran dos de los metodos de desodorizaci6n, el lavado qufmico y el carb6n activado. TABLA 9-16 Metodos para controlar los gases malolientes encontrados en los sistemas de agua residuales a Metodo Descripcion y/o aplicacion Metodos ffsicos: Contenci6n Instalaci6n de cubiertas, conducciones de aspiraci6n, y equipos de manejo de aire para contener y conducir los gases olorosos a sistemas de evacuaci6n o de tratamiento. Diluci6n con aire inodoro Los gases se pueden mezclar con fuentes de aire puro para reducir los olores de Ia unidad. Alternativamente, los gases se pueden descargar a traves de chimeneas elevadas para conseguir Ia diluci6n y dispersi6n atmosferica. PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO TABLA 9-16 Metodo Combusti6n Adsorci6n, carb6n activo Adsorci6n sobre arena o suelo o filtros de compost Inyecci6n de oxfgeno Agentes enmascarantes Torres de lavado de gases Metodos qufmicos: Lavado con diversos alcalis Oxidaci6n qufmica Precipitaci6n qufmica 587 (Cont.) Descripcion y/o aplicacion Los gases malolientes pueden eliminarse por incineraci6n por temperaturas variables entre 650 y 815 grados centfgrados. Los gases de las alcantarillas pueden incinerarse conjuntamente con los s6lidos de las plantas de tratamiento o de forma independiente en un incinerador de gases. Los gases malolientes pueden hacerse pasar a traves de lechos de carb6n activo para eliminar olores. La regeneraci6n del carb6n puede usaise para reducir costes. En el Capitulo 7 pueden encontrarse detalles adicionales. Los gases malolientes pueden hacerse pasar a traves de arena o lechos de compostaje. Los gases procedentes de las estaciones de bombeo pueden descargarse a! teneno circundante o a lechos especialmente disefiados que contienen arena o suelos. Los gases recogidos en las unidades de tratamiento se pueden hacer circular a traves de lechos de compostaje. La inyecci6n de oxfgeno (tanto de aire como de oxfgeno puro) en el agua residual para controlar condiciones anaerobias se ha probado que es efectiva. Se pueden afiadir productos perfumados para eliminar o enmascarar los olores desagradables generados en las unidades de tratamiento. En algunos casos el olor del agente enmascarante es peor que el original. La eficiencia de los agentes enmascaradores es limitada. Los gases malolientes se pueden hacer pasar a traves de torres de lavado especialmente disefiadas para eliminar olores. Generalmente se afiade algun agente qufmico o biol6gico. Los gases malolientes se pueden hacer pasar a traves de torres de lavado especialmente disefiadas para eliminar olores. Si el nivel de di6xido de carbono es muy alto, los costes pueden ser prohibitivos. La oxidaci6n de los compuestos del olor presentes en el agua residual es uno de los metodos mas comunmente utilizados para llevar a cabo el control de olores. El cloro, el ozono y el per6xido de hidr6geno y permanganato de potasio se cuentan entre los oxidantes que se han utilizado. El cloro tambien limita el qesarrollo de pelfculas bio16gicas. La precipitaci6n qufmica se refiere a Ia precipitaci6n de sulfuros con sales metalicas, especialmente hierros. 588 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 9-16 Metodo Metodos biol6gicos: Filtros percoladores o tanques de aireaci6n de fangos activados Torres biol6gicas especiales de stripping (Cont.) Descripci6n y/o aplicaci6n Los gases malolientes pueden hacerse pasar a traves de filtros percoladores o inyectarse en los tanques de aireaci6n de fangos activados para eliminar los compuestos olorosos. Pueden usarse torres especialmente diseiiadas para eliminar los compuestos clorosos. Generalmente las torres se Henan con medias de plastico de diversos tipos, sobre los que se puede mantener la pelfcula biol6gica. " Oblcnidos a partir de Ia Bibliograffa 15. El proyecto de los procesos de desodorizaci6n por Iavado qufmico se ha mejorado con el fin de aumentar Ia eficiencia de Ia eliminaci6n de olores y para reducir los niveles de olor finales. Los sistemas de lavado humedo incluyen las to1Tes de circulaci6n a contracorriente, camaras de absorci6n por rociada con agua y el lavado de flujo transversal (vease Fig. 9-35). El objetivo basico de cada tipologfa es promover el contacto entre el aire, el agua y los productos qufmicos (si se emplean), para provocar Ia oxidaci6n o el arrastre de los compuestos olorosos. Ellavado por oxidaci6n con liquidos se suele realizar con disoluciones de cloro (especialmente con hipoclorito de sodio) y de permanganato potasico. En sistemas en los que las concentraciones de H 2 S son elevadas, tambien se usa hidr6xido de sodio. Ellavado con hipocloritos suele eliminar los gases olorosos oxidables cuando las concentraciones de otros gases son mfnimas. En Ia Tabla 9-17 se presen tan las eficacias de eliminaci6n tfpicas. En los casos en los que las concentraciones de gases olorosos siguen siendo demasiado elevadas despues del lavado, se pueden instalar unidades de desodorizaci6n de varias etapas. Los pasos a seguir a Ia bora de proyectar un sistema de desodorizaci6n por lavado humedo incluyen: (1) deten:ninaci6n de los volumenes y caracterfsticas del gas a tratar; (2) definici6n de los lfmites de emisi6n para los gases tratados, (3) elecci6n del liquido de lavado en funci6n de Ia naturaleza qufmica y de Ia concentraci6n de los compuestos olorosos a eliminar, y (4) desarrollo de estudios a escala de planta piloto y determinaci6n de los criterios de diseiio y de funcionamiento. La adsorci6n sabre carb6n activado se usa muy raramente en el control de olores (vease Fig. 9-36). El carb6n activado presenta diferentes niveles de adsorci6n para diferentes sustancias. Puede resultar efectivo para Ia eliminaci6n del sulfuro de hidr6geno, y se puede emplear para Ia reducci6n de olores de origen organico. Tambien se ha podido comprobar que Ia eliminaci6n de olores depende de Ia concentraci6n de hidrocarburos en el gas a tratar. Parece ser que los hidrocarburos se adsorben antes de que se elimine el H 2 S. Si se desea emplear carb6n activado, es necesario conocer Ia composici6n de los PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO 589 Aire limpio Placa soporte del Drenaje (a) -Airelimpio Eliminaci6n de neblinas Sistema de rociada. Uquido del scrubber Aire maloliente Drenaje (b) Uquido del scrubber Aire limpio Aire maloliente - (c) FIGURA 9-35 Sistemas de lavado para el control de olores: (a) Torre rellena de flujo a contracorriente; (b) camara de absorci6n, y (c) lavador de flujo transversal [15]. gases olorosos a tratar. Para poder eliminar los olores de forma continua, el carb6n se debe sustituir o regenerar peri6dicamente, ya que la vida dellecho de carb6n activado es limitada. 590 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Salida ' de (b) {a) FIGURA 9-36 Sistema tfpico de carb6n-activado empleado para el control de olores: (a) representaci6n esquematica, y (b) instalaci6n tfpica. TABLA 9-17 Eficiencia en Ia eliminaci6n de varios gases malolientes de los lavadores de hipoclorito por v(a humeda a Gas Sulfuro de hidr6geno Amonfaco Di6xido de azufre Mercaptanos Otros compuestos oxidables Rendimiento de eliminaci6n esperado,% 98 98 95 90 70-90 " Bibliograffa [15]. En ocasiones, se emplean sistemas de doble etapa, en los que Ia primera etapa es un proceso de lavado qufmico y Ia segunda es un tratamiento con carb6n activado. Un metoda de control biol6gico de olores es el uso de un filtro de suelo o de compost (vease Fig. 9-37). En este sistema, las superficies de contacto necesarias para que se lleven a cabo las reacciones microbiol6gicas de oxidaci6n de los compuestos olorosos se consiguen en un media s6lido humedo de suelo o PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO 591 Suelo o compost Distribuci6n del caudal de aire Grava FIGURA 9-37 Filtro de suelo/compost empleado para el control de olores [1]. de fango compostado. De cara a Ia actividad de los microorganismos, Ia humedad y Ia temperatura son condiciones ambientales de gran importancia. En estos sistemas, el tiempo de residencia del aire contaminado suele ser de 15 a 30 segundos o superior. Para una concentraci6n de H 2 S de 20 mg/1, se han empleado profundidades de !echo de basta 3 m, con factores de carga dellecho de basta 0,61 m 3 /min m 2 de superficie del !echo [1]. El metodo especffico a emplear variani en funci6n de las condiciones particulares de cada caso. Sin embargo, dado que las medidas para el control de olores tienden a ser caras, en todos los casos se debeni evaluar el coste de los cambios en los procesos o de las modificaciones en las instalaciones para eliminar el desarrollo de olores, y llevar a cabo una comparaci6n con el coste de Ia implantaci6n de las diversas medidas alternativas de control de olores antes de proceder a adoptarlas. 9.13 CONTROL DE LAS EMISIONES DE COVs EN LAS INSTALACIONES DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES En el Capitulo 6 se consider6 Ia emisi6n de COVs en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales. El objetivo de este apartado es el amilisis de las diferentes estrategias a adoptar para controlar la emisi6n y liberaci6i1 de COVs a la atm6sfera. Estrategias de control de COVs Los principales mecanismos por los cuales se liberan los COVs ala atm6sfera son, como se coment6 en el Capitulo 6, Ia volatilizaci6n y el arrastre de gases. En general, se puede afinnar que Ia liberaci6n de COVs en superficies abiertas es bastante reducida en comparaci6n con las cantidades liberadas en puntas de turbulencia dellfquido y par arrastre de gases. Par lo tanto, como se muestra 592 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES en la Tabla 9-18, las principales estrategias para la reducci6n de las emisiones de COVs son: (1) control de las fuentes de generaci6n; (2) eliminaci6n de puntos de turbulencia, y (3) cobertura de instalaciones de tratamiento. En la cobertura de instalaciones, se presentan dos serios problemas: (1) el tratamiento de los gases residuales que contienen COVs, y (2) la corrosi6n de los componentes mecanicos. El tratamiento de los gases residuales se analiza en el siguiente apartado. Hasta la fecha, apenas existe informaci6n sobre el efecto que tendra sobre los equipos instalados el hecho de cubrir las instalaciones. TABLA 918 Estrategias para el control de COVs liberados en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales Fuente Estrategias de control recomendadas Descargas domesticas, comerciales e industriales Poner en pnktica programas activos de control en origen para limitar !a descarga de COVs a las redes de alcantarillado municipales. Sellar los pozos de registro existentes. Eliminar el uso de estructuras que provocan turbulencias y que favorezcan !a volatilizaci6n. Aislar y cubrir los elementos auxiliares existentes. Red de alcantarillado Elementos auxiliares de !a red de alcantarillado Estaciones de bombeo Rejas de barras Dilaceradores Aforador Parshall Desarenador Dep6sitos de regulaci6n Tanques de sedimentaci6n primarios y secundarios Tratamiento biol6gico Canales de conexi6n entre elementos Gas de digesti6n Ventilar los gases de los pozos de bombeo hasta las unidades de tratamiento de COVs. Utilizar bombas de velocidad variable para reducir el tamafio del pozo de bombeo. Cubrir las unidades existentes. Reducir !a perdida de carga en Ia circulaci6n a traves de las rejas. Cubrir las unidades existentes. Instalar dilaceradores cubiertos en !a lfnea de agua. Cubrir las unidades existentes. Utilizar dispositivos de medici6n alternativos. Cubrir los desarenadores aireados existentes. En desarenadores de flujo horizontal convencionales, reducir las turbulencias; caso de ser necesario, cubrirlos. Evitar el uso de desarenadores aireados. Cubrir las unidades existentes. Utilizar mezcladores sumergidos, y reducir el caudal de aire. Cubrir las unidades existentes. Reemplazar los vertederos convencionales con cafda libre por vertederos sumergidos. Cubrir las unidades existentes. Utilizar mezcladores stimergidos y reducir Ia velocidad de aireaci6n. Utilizar canales de conexi6n cubiertos. Incineraci6n termica controlada, combusti6n o quemado del gas de digesti6n en antorchas. PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO 593 Tratamiento de los gases residuales que contienen COVs Los gases residuales de las instalaciones cubiertas que contengan COVs deben1n recibir un tratamiento especial antes de ser liberados a la atm6sfera. Algunas opciones para el tratamiento de estos gases incluyen: (1) la adsorci6n de la fase gaseosa sobre carb6n activado u otras resinas selectivas; (2) incineraci6n; (3) incineraci6n catalitica; (4) combusti6n en antorcha, y (5) combusti6n en una caldera o en un calefactor de procesos [17]. La aplicaci6n se estos procesos dependen1 fundamentalmente del volumen de aire a tratar, y del tipo y concentraciones de CVOs presentes en las corrientes de aire. Los cuatro primeros de los procesos de tratamiento citados se analizan con mayor detalle en los siguientes apartados. Adsorci6n de Ia fase gaseosa. La adsorci6n es el proceso por el cuallos hidrocarburos y otros compuestos son adsorbidos, de forma selectiva, sobre la superficie de materiales como el carb6n activado, el gel de silicio o el aluminio. De los adsorbentes disponibles, el mas comunmente empleado es el carb6n activado. La capacidad de adsorci6n de un adsorbente para un COV determinado se suele representar en forma de isotermas de adsorci6n que relacionan la cantidad de COV adsorbido (adsorbato) frente a la presi6n de equilibria (o concentraci6n) a temperatura constante. En general, la capacidad de adsorci6n aumenta con el peso molecular del COV adsorbido. Ademas, los compuestos no saturados se suelen adsorber de forma mas completa que los compuestos saturados, y los compuestos cfclicos se adsorben mejor que los compuestos con estructuras lineales. Asimismo, la capacidad de adsorci6n se ve favorecida por temperaturas de funcionamiento bajas y concentraciones elevadas. Los COVs con presiones de vapor bajas se adsorben con mayor facilidad que los COVs con presiones de vapor altas [17]. La adsorci6n sobre carb6n se suele llevar a cabo en procesos semicontinuos en los que intervienen lechos multiples (vease Fig. 9-38).Las dos principales fases en la operaci6n de adsorci6n son la adsorci6n y la regeneraci6n, que normalmente se llevan a cabo de forma secuencial. Para conseguir el control continuo de las corrientes de emisi6n, al menos una unidad permanece en situaci6n de adsorci6n, mientras la otra se regenera. En el esquema de funcionamiento semicontinuo tfpico, el gas residual que contiene COVs se hace circular a traves del lecho de carb6n activado, sobre la superficie del cual se adsorben los COVs. Conforme se va alcanzando la capacidad de adsorci6n del lecho, empiezan a aparecer trazas de COVs en la corriente de salida, indicando que se ha alcanzado el punto de rotura dellecho. A continuaci6n se conduce el gas residual a un lecho paralelo que contiene adsorbente regenerado, y continua el proceso. Normalmente, el lecho saturado se regenera hacienda pasar aire caliente (vease Fig. 9-38 Metodo A), gases inertes a altas temperaturas (vease Fig. 9-38 Metodo B), una corriente a baja presi6n, o una combinaci6n de vacfo y gas a alta temperatura. Debido a que la adsorci6n es un proceso reversible, los COVs adsorbidos se pueden desprender con una fuente de calor (equivalente a la cantidad de calor liberado durante la adsorci6n). En ellecho 594 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Alre contaminado Modo 1 Soplante principal t I Adsorbento Ailsorbente lntorcambiador de calor "'"' "'~ "' ~nte Soplante de gas de generaci6n Soplante de aire para Ia combusti6n Modo A Regeneraci6n de aire Modo B Regeneracl6n de gas lnerte FIGURA 938 Sistema de adsorci6n sabre carbon activado en fase gaseosa y sistema de regeneraci6n para el tratamiento de los COVs presentes en los gases liberados (de Calgon Carbon Corp.). siempre quedan cantidades residuales de COVs debido a que el desprendimiento completo de todo el COY presenta dificultades tecnicas y resulta econ6micamente poco pn'ictico. A continuaci6n se discuten los metodos de regeneraci6n par medio de aire caliente y de gases inertes a altas temperaturas. La regeneraci6n con aire caliente se emplea cuando los COVs no son inflamables o tienen una temperatura de ignici6n elevada y, par lo tanto, no presentan riesgo de inflamaci6n. Una parte del gas a alta temperatura contenido en el sistema de oxidaci6n termico se mezcla con aire ambiente para enfriar el gas por debajo de los 180 a c. El gas de regeneraci6n se conduce en sentido ascendente (en direcci6n contraria a Ia circulaci6n durante el proceso de adsorci6n) a traves del adsorbente de carb6n activado granular (CAG). Conforme aumenta Ia temperatura del !echo de carb6n, los compuestos organicos desprendidos se incorporan a Ia corriente de gas de regeneraci6n. El gas de regeneraci6n que contiene los COVs desprendidos se conduce directamente a un sistema de oxidaci6n termico, en el que se destruyen los COVs. Una vez se ha mantenido el lecho a Ia temperatura de regeneraci6n deseada durante un periodo de tiempo suficiente, Ia operaci6n de regeneraci6n ha sido completada. A continuaci6n se enfrfa el Iecho de carb6n basta temperatura ambiente cerrando el paso al gas de regeneraci6n y permitiendo el paso del aire ambiente a traves del caxb6n activado. Los tiempos de regeneraci6n y enfriado se predeterminan PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO 595 en funci6n del contenido de carb6n en el adsorbente y de Ia carga esperada sobre el carb6n activado [17] En casos en los que los COVs contenidos en los gases residuales incluyen compuestos que puedan entranar peligro de inflamaci6n a altas temperaturas en presencia de oxfgeno, como los compuestos quetones y aldehfdos, la regeneraci6n se lleva a cabo con gases inertes. Haciendo pasar una fracci6n del gas a alta temperatura proviniente del sistema de oxidaci6n termico por un enfriador por evaporaci6n, se puede conseguir un gas relativamente inerte. Empleando esta tecnica, se puede mantener la concentraci6n de oxfgeno en el gas de regeneraci6n a niveles bajos, del orden del 2 al 5 por 100 en volumen. Los COVs desprendidos, junto con el gas de regeneraci6n, se transfieren al sistema de oxidaci6n termico, donde se anade una cantidad controlada de aire. La adici6n de aire asegura Ia completa combusti6n de los COVs, pero limita el exceso de nivel de oxfgeno dentro del sistema de oxidaci6n a unos valores aceptables (p.e. 2 a 5 por 100 en volumen). El proceso de regeneraci6n se completa cuando el lecho de carb6n ha alcanzado la temperatura necesaria durante un periodo de tiempo suficiente, y ha cesado el desprendimiento de COVs dellecho. El enfriamiento dellecho se consigue aumentando el flujo de agua al enfriador por evaporaci6n y reduciendo la temperatura del gas de regeneraci6n a valores comprendidos entre 21 y 26 oc. lncineraci6n termica. La incineraci6n termica (vease Fig. 9-39) se emplea para oxidar los COVs a temperaturas elevadas. Las variables mas importantes que hay que considerar en el proyecto de un proceso de incineraci6n termica son la temperatura de combusti6n y el tiempo de residencia, ya que son estas las variables que determinan la eficiencia de destrucci6n de COVs del incinerador. AI margen de estos panimetros, para una temperatura de combusti6n y tiempo de residencia fijos, la eficiencia de destrucci6n tambien se ve afectada por el grado de turbulencia o mezcla de la corriente de emisi6n y los gases de combusti6n a altas temperaturas dentro del incinerador. Ademas, los compues- r Fuente de emisi6n Aire de combustion_... Combustible---: adicional W lncinerador termico -1>10-'--' Aire de diluci6n (*) , \ Chimenea -----lii>~Lavador (*)~ [.,_, . . --------,...J~ lntercambiador, de calor (Opcional) * Necesario en determinadas situaciones FIGURA 9-39 Diagrama esquematico de un sistema de incineraci6n termica para el tratamiento de los COVs presentes en el gas liberado en las instalaciones de tratamiento [17]. 596 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES tos organicos halogenados son mas diffciles de oxidar que los compuestos organicos sin sustituci6n; por lo tanto, la presencia de compuestos halogenados en la corriente de emisi6n precisa una temperatura mas elevada y un mayor tiempo de residencia para conseguir la oxidaci6n completa. En los casos en los que las corrientes de emisi6n tratadas por incineraci6n termica estan diluidas (e.d. bajo contenido calorffico), es necesario mas combustible para mantener las temperaturas de combusti6n deseadas. Las necesidades de combustible adicional se pueden reducir recuperando la energfa contenida en los gases de combusti6n procedentes del incinerador. En el proceso de incineraci6n catalitica (vease Fig. 9-40), los COVs contenidos en una corriente de emisi6n se oxidan por medio de un catalizador. Un catalizador es una sustancia que aumenta la velocidad de reacci6n a una temperatura determinada sin sufrir apenas cambios durante la reacci6n. Los catalizadores comunmente empleados para la incineraci6n de COVs incluyen el platino y el paladio; tambien se usan otras especies, entre las que se incluye el uso de 6xidos metalicos para las corrientes de emisi6n que contienen compuestos del cloro. El lecho o matriz catalizador del incinerador suele ser una malla metalica, una estructura ceramica en forma de colmena, o cualquier otra configuraci6n ceramica que permita maximizar la superficie de catalizador. Los catalizadores tambien se pueden emplear en forma de esferas o de pellets. Antes de la circulaci6n a traves del lecho catalizador, se precalienta la corriente de emisi6n, si es preciso, en un precalentador de gas natural [17]. El rendimiento de un incinerador catalftico se ve afectado por diversos factores, entre los que destacan: (1) Ia temperatura de funcionamiento; (2) la velocidad espacial (inversa del tiempo de residencia); (3) composici6n y concenlncineraci6n catalltica. Fuente de emisi6n' lncinerador catalftico ~;c, d dUooldo 1'1 Chimenea I'----------~~ lntercambiador de calor (opcional) Lecho de catalizador * Necesario en determinadas situaciones FIGURA 9-40 Diagrama esquematico de un sistema de incineraci6n catalftica para el tratamiento de los COVs liberados en las instalaciones de tratamiento [i 7]. PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO 597 traci6n de COVs; (4) propiedades del catalizador, y (5) presencia de inhibidores o destructores del catalizador en Ia corriente de emisi6n. En el proyecto de sistemas de incineraci6n catalftica, las variables mas importantes son la temperatura de funcionamiento a la entrada del lecho catalizador y la velocidad espacial. La temperatura de funcionamiento para una eficacia de destrucci6n determinada depende de la concentraci6n y de la composici6n de los COVs de la corriente de emisi6n y del tipo de catalizador empleado [17]. Combustion en antorcha. Las antorchas, comunmente empleadas para quemar el gas de los digestores, se pueden emplear para destruir la mayorfa de los COVs presentes en las corrientes de gas residual. Las antorchas (vease Fig. 9-41) se pueden proyectar y operar de modo q1..1e puedan manejar fluctuaciones en el contenido de COVs de las emisiones, en el contenido de inertes, y en el caudal de gas. Existen diversos tipos de antorchas disponibles, entre las que se hallan las antorchas de vapor, antorchas de aire, y antorchas a presi6n. Las antorchas de vapor se emplean en casos en los que las cantidades de gas a quemar son elevadas, mientras que las antorchas de aire se emplean para caudales medias, y las antorchas a presi6n s6lo se emplean para caudales de emisi6n bajos. Antorcha Barrera de gas Chimenea- Conducci6n de recogida de gas y de transferencia Unea de vapor - L 1...1..-- Dispositivos de ignici6n Lfnea de aire Unea de gas Drenaje FIGURA 9-41 Sistema de antorcha con vapor para el tratamiento de los COVs presentes en los gases liberados en las instalaciones de tratamiento [17]. 598 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Emisi6n a Ia atmosfera Una pnictica reciente para la evacuaci6n ultima de los gases residuales tratados es su emisi6n mediante chimeneas de gran altura. Se han construido chimeneas de hasta 30 a 45 m de altura, y han proporcionado resultados satisfactorios. La dispersi6n da lugar a la reducci6n de la concentraci6n de cualquier residuo presente en la corriente de gas. 9.14 9.1. 9.2. 9.3. 9.4. 9.5. 9.6. 9.7. , TEMAS DE DEBATE Y PROBLEMAS Se va a utilizar una reja de barns con aberturas de 2,5 em para ei ciesbaste del agua residual que llega a Ia planta de tratamiento en un conducto circular, siendo d = 1,25 m, n = 0,013, s = 0,00064. La capacidad maxima de transporte es cuatro veces el caudal media en tiempo seco. Haliar el tamafio de las barras de acero que constituyen Ia reja, el numero de barras de Ia misma, y Ia perdida de carga si las condiciones de flujo fueran las correspondientes a tiempo seco. Utilfcense barras rectangulares. Proyectar un desarenador aireado para una planta con un caudal media de 16.000 m 3 /d y un caudal punta de 40.000 m 3 /d. Determinar Ia cantidad de aire necesario y presi6n en Ia descarga de las soplantes. Suponer una perdida de carga de 300 mm en los difusores, y afiadir Ia sumergencia mas ei 30 par 100 para las perdidas en conducciones y vaivulas. Determinar Ia energfa necesaria utilizando una f6rmuia adecuada para una soplante. Asumir una eficacia en Ia soplante del 60 par 100. Determinar ei coste energetico mensual suponiendo un rendimiento del motor del 90 par 100 y un coste de Ia energfa de 13 pta/kWh. Proyectar un desarenador aireado para un caudal media de agua residual de 0,3 m 3 /s y un caudal punta de 1,0 m 3 /s. La profundidad media es de 3m, Ia reiaci6n anchura-profundidad es de 1,5:1 y el tiempo de detenci6n a caudal punta es de 3,5 minutos. EI caudal de aireaci6n es de 0,4 m 3 /minuto m de longitud de canal. Determinar las dimensiones de los desarenadores y Ia cantidad de aire necesaria. Valorar las ventajas e inconvenientes de los desarenadores aireados en comparaci6n con los de flujo horizontal. Realice una visita a Ia planta de tratamiento de aguas residuales de su comunidad y analice las oper'aciones de des baste y desarenado. ~Que metod as se emplean y que problemas presentan? ~C6mo se pueden mejorar los rendimientos en comparaci6n con las demas alternativas de tratamiento propuestas en este capitulo? Proyectar un tanque de sedimentaci6n circular de flujo radial para una ciudad con una pobiaci6n prevista de 45.000 habitantes. Suponer una dotaci6n de agua residual de 350 1/hab/dfa. Adoptar un tiempo de detenci6n de 2 horas para ei caudal media. Determinar Ia profundidad y diametro del tanque para conseguir una carga de superficie de 35 m 3/m 2 dfa a caudal media. Adoptar unas dimensiones normalizadas del tanque que permitan Ia instalaci6n de equipos que se comercializan en diametros escaionados de 1,5 m y profundidades escaionadas de 0.3 m. Un tanque de decantaci6n rectangular tiene unas dimensiones de 2.5 m de profundidad par 6 m de ancho y 15 de largo. Determinar silas partfculas con un diametro de 0,1 mm y peso especffico de 2,5 sen1n arrastradas o no desde ei fonda. Adoptar f = 0,03 y k = 0,04. PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO ,599 9.8. Determinar el aumento porcentual en las cargas hidniulicas y organicas de las instalaciones de decantaci6n primaria de una planta de tratamiento cuando se les afiaden, para su espesado, 206 m 3 /dfa de fango aptivado en exceso que contiene 2.000 mg/1 de s6lidos en suspensi6n. El caudal medio de la planta es de 0,25 m 3 /s, y Ia concentraci6n de los SS del agua a tratar es de 350 mg/1 aproximadamente. La carga de superficie de proyecto para los decantadores primarios sin adici6n de fango en exceso es de 32 m 3 /m 2 dfa y el tiempo de detenci6n es de 2,8 horas. z,Cree Vd. que los incrementos de carga afectaran al comportamiento de los decantadores primarios? Razonar Ia respuesta. 9.9. Preparar una tabla y comparar los datos de un mfnimo de seis referencias con respecto a los siguientes parametros de proyecto de tanques de decantaci6n primaria: (1) tiempo de detenci6n (sin y con precipitaci6n); (2) eliminaci6n de DBO esperada; (3) eliminaci6n de s6lidos en suspensi6n esperada; (4) velocidad horizontal de flujo; (5) carga de superficie (m 3 /m 2 dfa); (6) carga hidraulica; (7) numero de Froude; (8) tamafio de las partfculas organicas eliminadas; (9) relaci6n longitud-anchura (tanques rectangulares), y (10) profundidad media. Citar las referencias. 9.10. Se debe proyectar una planta de tratamiento de tamafio medio, y se ha considerado la posibilidad de adoptar tanques de sedimentaci6n primaria circulares y rectangulares. z,Que factores se deben tener en cuenta en la evaluaci6n y selecci6n del tipo de tanque a instalar? Elaborar una lista de las ventajas y desventajas de cada tipo de tanque. Citar al menos tres referencias recientes (a partir de 1980). 9.11. Comparar la flotaci6n a presi6n y al vacfo con la decantaci6n discutiendo los siguientes parametros: a) Tiempo de detenci6n. b) Carga de superficie. c) Energfa aplicada. d) Eficacia. e) Aplicaci6n mas favorable para cada tipo de operaci6n. Determinar la cantidad de cloro en kg/dfa necesarios para desinfectar un efluente primario con un caudal medio diario de 40.000 m 3/dfa. Utilizar una dosis de 16 mg/1, y dimensionar el tanque de cloraci6n para un tiempo de contacto de 15 minutos a caudal maximo, supuesto que este sea dos veces el caudal medio. 9.13. Se le requiere como consultor por parte de la comunidad de Rolling Hills para mejorar el rendimiento de las instalaciones de cloraci6n en la planta de tratamiento de esta comunidad. El problema consiste en que no ha sido posible conseguir Ia eliminaci6n de bacterias exigida por las normativas de vertido. Cuando Vd. llega a las instalaciones de tratamiento, el alcalde le muestra orgullosamente el tanque de cloraci6n que esta disefiado como un reactor de mezcla completa. La primera cosa que le dice el alcalde es: z,No le parece bonito?. z,Cual serfa su respuesta a esta afirmaci6n?, si la hay, y z,que soluciones a largo plazo puede proponer Vd.? Suponer que el proceso de desinfecci6n se puede describir adecuadamente mediante la cinetica de primer orden (m = - k . N). 9.14. Se desea proyectar un sistema de desinfecci6n para una planta de tratamiento secundario de gran tamafio (200.000 m 3 /d) situada cerca de una zona residencial. El vertido de la planta se realiza a un rfo en el que, por razones de toxicidad, no se permite Ia presencia de cloro residual. Se considera la posibilidad de desinfecci6n mediante tres sistemas diferentes: cloro, hipoclorito de sodio y ozono. Describir las instalaciones necesarias para la adopci6n de cada uno de los 9.12. 600 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES sistemas y comparar las ventajas e inconvenientes de cada uno de ellos. Basandose en las posibilidades tecnicas de cada sistema, l,CUa! escogerfa? Justificar Ia respuesta. Se recomienda Ia consulta de Ia bibliograffa [22, 23, 24]. 9.15. La concentraci6n total de azufre (H 2 S = Hs- + S 2 -) de un agua residual es de 6 mg/1 expresados como S. Utilizando las siguientes expresiones y datos, determinar el pH para el cual, suponiendo condiciones de equilibria, el 99 por 100 del azufre total permanecen'i en disoluci6n. Si Ia concentraci6n de sulfuro de hidr6geno en Ia atm6sfera de Ia alcantarilla no debe exceder de 2,0 ppm en volumen, [,que pH se debe mantener? AI resolver este problema, suponer que el volumen de gas es igual al volumen de lfquido. [H2S] = 0,1 PI-loS [H][HS] = _ 10 7 [H 2 S] [H] [S] [HS] = 10-ls 9.16. En base a los resultados de los estudios realizados en una planta piloto, se sabe que el valor de saturaci6n de H 2 S para el carb6n activado es aproximadamente 0,2 g H 2 S/g de carb6n activado. El mismo valor de saturaci6n se aplica a los hidrocarburos gaseosos presentes en los gases que emanan de las alcantarillas. a) Si Ia densidad del carb6n activado es de 540 kg/m 3 , determinar el n(Imero de m 3 de gas con contenido de 10 ppm de H 2 S en volumen que se puede procesar por m 3 de carb6n activado. b) l,Cminto carb6n activado se necesitarfa cada aiio si se va a eliminar el H 2 S del aire procedente del interior de una estaci6n de bombeo antes de liberarse a Ia atm6sfera? EI volumen del nivel inferior de Ia camara seca de Ia estaci6n de bombeo es de 100 m 3 y el aire en Ia estaci6n de bombeo contiene 5 ppm en volumen de H 2 S y 100 ppm en volumen de hidrocarburo (Peso molecular = 100). Suponer que se necesitaran 30 renovaciones de aire por hora. 9.15 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS 1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS: Stl/fide in Wastewater Collection and Treatment Systems, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, num. 69, 1989. BALL, W. P.; JONES, M. D., y KAVANAUGH, M. C.: Mass Transfer of Volatile Organic Compounds in Packed Tower Aeration>>, Jot1mal WPCF, vol. 56, num. 2, 1984. BARRETT, M. J.: , Water and Wastes Engineering, vol. 64, num. 9, 1960. CAMP, T. R.: , J. Sewage Works, vol. 14, num. 3, 1942. CAMP, T. R.: , Trans. ASCE, vol. 111, 1946. CoLLINS, H. F.: , paper presented at the California State Department of Health Annual Symposium, Berkeley and Los Angeles, CA, mayo de 1970. CULP, G. L.: , Water Wastes Eng., vol. 4, nums. 7 y 10, 1967. ELIASSEN, R., y COBURN, D. F.: , presented at the ASCE Environmental Engineering Conference, Chattanooga, TN, 1968. PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO FISICO Y QUIMICO 9. 10. 11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. 21. 22. 23. 24. _601 KRAUSE, T. L.; ANDERSON, C. T.; MARTENSON, D. R., y SEYFERT, J. D.: Disinfection: Is Chlorination Still The Best Answer, presented at the 53rd Annual Conference of the WPCF, Las Vegas, NV, septiembre de 1980. METCALF, L., y EDDY, H. P.: American Sewerage Practice, vol. 3, 3." ed., McGraw-Hill, Nueva York, 1935. METCALF & EDDY, Inc: Wastewater Engineering: Collection, Treatment, Disposal, McGrawHill, Nueva York, 1972. METCALF & EDDY, Inc: Wastewater Engineering: Collection and Pumping of Wastewater, McGraw-Hill, New York, 1981. ' U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY: Physical-Chemica/ Wastewater Treatment Plant Design, Technology Transfer Seminar Publication, 1973. U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY: Process Design Manual for Upgrading Existi119 Wastewater Treatment Plants, Technology Transfer, octubre de 1974. U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY: Desi{]ll Manual, Odor and Corrosion Control in Sanitary Sewerage Systems ami Treatment Plants, EPA/625/1-85/018, octubre de 1985. U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY: Desi{]ll Manual, Municipal Wastewater Disilif'ection, EPA/625/1-86/021, octubre de 1986. U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY: Handbook: Control Tec/mo/ogiesfor Hazardous Air Pollutants, EPA/625/6-86/014, septiembre de 1986. U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY: Desi{]ll and Operational Considerations-Preliminary Treatment, EPA 430/09-87-007, septiembre de 1987. U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY: Desi{]ll Manual, Phosphorus Removal, Office of Research and Development, septiembre de 1987. WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION: Sewa{]e Treatment Plant Desi{]ll, Manual of Practice 8, Washington, DC, 1977. WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION: C/ar(fier Desi{]ll, Manual of Practice FD-8, 1985. WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION: Wastewater Disinfection, Manual of Practice FD-10, Alejandrfa, VA, 1986. WHITE, G. C.: Disi1!{ection of Wastewater and Water for Reuse, Van Nostrand Reinhold, Nueva York, 1978. WHITE, G. C.: Ham/book Q[Chlorination, 2." ed., Van Nostrand Reinhold, Nueva York, 1986. 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 CAPITULO Proyecto de instalaciones para el tratamiento biologico del agua residual Los procesos biol6gicos se utilizan para convertir la materia organica disuelta y finamente dividida en fl6culos biol6gicos sedimentables y en s61idos organicos que se puedan eliminar en los fangos de sedimentaci6n. En muchos casos, estos procesos (tambien llamados procesos de tratamiento secundario) se emplean en combinaci6n con las operaciones y procesos unitarios que se utilizan para el pretratamiento y tratamiento primario del agua residual que se han descrito en el Capftulo 9. La decantaci6n primaria es muy efectiva en la eliminaci6n de los s6lidos sedimentables, mientras que los procesos biol6gicos son mas efectivos en la eliminaci6n de compuestos organicos solubles o del tamaflo de partfculas coloidales. No obstante, algunos procesos como las Iagunas aireadas, Iagunas de estabilizaci6n y sistemas de aireaci6n prolongada, se proyectan para que funcionen sin decantaci6n primaria. Los procesos biol6gicos de aplicaci6n mas comun son: (1) el proceso de fangos activados; (2) Iagunas aireadas; (3) filtros percoladores; (4) biodiscos (RBCs), y (5) estanques de estabilizaci6n. En plantas de tratamiento de grandes dimensiones se suele adoptar el proceso de fangos activados o alguna de sus muchas variantes; los estanques de estabilizaci6n se usan principalmente en instalaciones de pequeflo tamaflo. En la Figura 10-1 se ilustran los diagramas de flujo tfpicos de los sistemas de tratamiento. En este capftulo se estudian con detalle las instalaciones ffsicas y el proyecto de los procesos necesarios para la implementaci6n de estos importantes sistemas de tratamiento. Tambien se analiza brevemente el uso de sistemas combinados de tratamiento biol6gico aerobio. El proyecto de los procesos de eliminaci6n de nutrientes se aborda en el Capftulo 11, mientras que el tratamiento y evacuaci6n del fango se estudia en el Capftulo 12. 603 604 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Residues Fango Arena t Purga del fango (opcional) t t l i DecanDesarenador , - tacion primaria Afluente . ReJaS - Cl 2 6 NaOCI Tanque Tanques de --L. de sedi- ' mentaciori aireaci6n , Tanque Efluente de cloracion' ,~Purge : de Recirculacion Lf.i!a9.~ ..+--.:;.d.:cel-'f.:;.an;.;;g~o;___ _--J (opcional)j + (a) . .. Rec1rcu 1ac1on del fanao Residues 1 r------.,.-"-r---"1T l Tan(:::~onal t Afluente - Fango Rejas --1-,.. de aireacion Cl2 6 NaOCI j_. Tanlqu? de sed1mentaci6n Tanque 'Efluente de ....---cloracion (b) Residues Arena f t Fango Purga de fangos t Cl2 6 t --~~~.:~~~~:!...............1 Afluente _ Rejas __,.. Desare- _ , nador Decan~ tacion primaria Filtros perco- !adores NaOCI Ta~~ue ,__1_.., I , , sedirnentaciol'] Tanque : Efluente de. , clorac1on Recirculaci6n del efluente (c) Residues Faro Afluente 1 ___.; Faro f Rejas ,--. Desare- _ nador , N~D~I j_ DecanTanque tacion _,..Biodiscos_ de primaria (RBC) : sedi~. , mentaclon Tanque Efluente d , , clora~ion : - (d) Residues - Afluente t Rejas .; : Estanques de estabilizaci6n lnstalaciones ' de separacion de s61idos Tanque Efluente de cloracion : (e) FIGURA 10-1 Diagramas de flujos tfpicos (simplificados) para los procesos biologicos utilizados en el tratamiento del agua residual): (a) proceso de fangos activados; (b) Iagunas air~adas; (c) filtros percoladores; (d) biodiscos, y (e) estanques de estabilizacion. PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO BIOLOGICO 10.1 605 EL PROCESO DE FANGOS ACTIVADOS En el tratamiento de las aguas residuales, el proceso de fangos activados, tanto en su forma original como en alguna de sus mucbas variantes, ba tenido un uso muy amplio. En el Capftulo 8 se analizaron los aspectos te6ricos del proceso, incluida la microbiologfa, la cinetica de las reacciones, e incluso, basta cierto punto, aspectos relacionados con la explotaci6n. La aplicaci6n pn1ctica del proceso se estudia en esta secci6n y en las 10.2 y 10.3. Consideraciones sobre el diseno del proceso En el diseiio del proceso de fangos activados, es necesario tener en cuenta: (1) la elecci6n del tipo de reactor; (2) los criterios de carga; (3) la producci6n de fango; (4) las necesidades y transferencia de oxfgeno; (5) las necesidades de nutrientes; (6) el control de organismos filamentosos, y (7) las caracterfsticas del elluente. Debido a que la separaci6n de s6lidos es uno de los aspectos de mayor importancia en el tratamiento biol6gico del agua residual, en la siguiente secci6n se analiza este tema de forma independiente. Elecci6n del tipo de reactor. Una de las etapas principales en el diseiio de cualquier proceso biol6gico es la elecci6n del tipo de reactor o reactores (Cap. 5) a emplear en el proceso. Los aspectos operacionales que intervienen en la toma de esta decisi6n incluyen: (1) la cinetica de las reacciones que gobiernan en proceso; (2) las necesidades de transferencia de oxfgeno, (3) la naturaleza del agua residual a tratar; (4) condiciones ambientales locales, y (5) los costes de construcci6n, y de explotaci6n y mantenimiento relacionados con las instalaciones de tratamiento secundario. A la bora de elegir un tipo de reactor, estos factores se deben valorar por separado, ya que la importancia relativa de cada uno de ellos depende del tipo de aplicaci6n. A continuaci6n, se analiza la importancia de todos ellos para el proceso de fangos activados. El primer factor, la inlluencia de la cinetica de las reacciones sobre la elecci6n del tipo de reactor, ba sido tratado detalladamente en el Capftulo 8. Los dos tipos de reactores que se suelen utilizar son el reactor de mezcla completa (tanque de llujo continuo con agitacio6n) y el reactor de llujo en pist6n. Desde un punto de vista pnl.ctico, es importante bacer constar que los tiempos de detenci6n bidniulica de muchos de los reactores de mezcla completa y de llujo en pist6n que se utilizan en la actualidad son muy parecidos. La raz6n que explica este becho es que la tasa de eliminaci6n de sustrato mixto (soluble e insoluble) en aguas residuales domesticas es aproximadamente de orden cero respecto a la concentraci6n de sustrato y casi de primer orden respecto a la concentraci6n de celulas. El segundo factor que hay que considerar en la elecci6n del tipo de reactores para el proceso de fangos activados son las necesidades de transferencia de oxfgeno. En los sistemas de aireaci6n convencionales de llujo en pist6n, se pudo constatar que, a menudo, resultaba imposible suministrar el oxfgeno necesario para cubrir la demanda en cabeza del reactor. Esta condici6n condu- 606 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES jo al desarrollo de las siguientes modificaciones del proceso de fangos activados: (1) proceso de aireaci6n graduada, en el que se pretende adecuar el oxfgeno suministrado a la demanda de oxfgeno; (2) el proceso de aireaci6n con alimentaci6n escalonada, en el que el agua residual entrante y los s6lidos de retorno se distribuyen a lo largo del reactor (generalmente en cuatro puntos equidistantes), y (3) el proceso de mezcla completa, en el que el aire suministrado se ajusta o excede a la demanda de oxfgeno. La mayorfa de las antiguas limitaciones respecto a la transferencia de oxfgeno se han superado gracias a la adecuada elecci6n de los panimetros operativos del proceso y a mejoras en el disefio y aplicaci6n de los equipos de aireaci6n. El tercer factor que puede influir en la selecci6n del tipo de reactor es la naturaleza del agua residual. Por ejemplo, dado que en un reactor de mezcla completa el agua entrante se dispersa de forma mas o menos uniforme en el mismo, los s6lidos biol6gicos del reactor pueden soportar las cmgas de choque producidas por vertidos puntuales con elevado contenido en materia organica y compuestos t6xicos mejor que en un reactor de flujo en pist6n. Este es el motivo por el que en gran numero de plantas se ha adoptado el proceso de fangos activados de mezcla completa. El cuarto factor son las condiciones ambientales locales. De ellas, quizas las mas importantes sean la temperatura, el pH, y la alcalinidad. La importancia de la temperatura viene dada porque los cambios en la temperatura del agua residual pueden modificar la velocidad de las reacciones que intervienen en el proceso. Por ejemplo, un descenso de temperatura de 10 oc reduce la velocidad de las reacciones practicamente hasta la mitad. En la mayorfa de los casos, los descensos de temperatura se producen de forma gradual, de modo que resulta posible introducir modificaciones en las condiciones de funcionamiento para hacer frente a dichas variaciones. En los casos en los que son de prever importantes cambios en la temperatura del agua residual, se pueden emplear con exito series de reactores de mezcla completa o reactores de flujo en pist6n de longitud ajustable mediante sistemas de compuertas. La alcalinidad y el pH tambien son importantes, especialmente en la explotaci6n de procesos de nitrificaci6n (vease Cap. 11). Los pHs bajos pueden inhibir el crecimiento de los organismos nitrificantes (y favorecer el crecimiento de organismos filamentosos), raz6n por la cual pueden ser necesario el ajuste del pH. Las aguas residuales de baja alcalinidad tienen escasa capacidad de tamponamiento, por lo que el pH del lfquido mezcla puede descender debido a la producci6n de di6xido de carbono por la respiraci6n bacteriana. En esta clase de aguas, la descarga de residuos industriales tambien puede afectar al pH. El quinto factor, el coste del proceso (tanto de inversi6n como de explotaci6n y mantenimiento), es de extremada importancia en la elecci6n del tipo y dimensiones del reactor. A menudo, resulta mas econ6mico aumentar el gasto en instalaciones ffsicas (coste de inversi6n) para reducir los posteriores costes de explotaci6n y de mantenimiento. Criterios de carga. A lo largo de los afios, para el control del proceso de fangos activados, se han propuesto una serie de parametros empfricos y racionales. Dos de los parametros de uso mas comun son: (1) la relaci6n alimen- PROYECTO DE INSTALACIONES PARA ELTRATAMIENTO BIOLOGICO tojmicroorganismos F/M, y (2) el tiempo medio de retenci6n celular, Cap. 8). La relaci6n alimentojmicroorganismos se define como: So FjM=(-)X (-)c 607 (vease (8.48) don de F j M = relaci6n alimentojmicroorganismos, d- 1 . S0 = concentraci6n de DBO o DQO en el afluente, kg/m 3 . (-) = tiempo de retenci6n hidn1ulica del tanque de aireaci6n = VjQ, d. V = volumen del tanque de aireaci6n, m 3 . Q =caudal de entrada, m 3 jd. X = concentraci6n de s6lidos suspendidos volatiles en el tanque de aireaci6n, kgjm 3 . La relaci6n entre la tasa de utilizaci6n especffica U y la relaci6n alimentojmicroorganismos es la siguiente: u= (F/M)E 100 (8.49) donde E = eficiencia del proceso, porcentaje. Sustituyendo la Ecuaci6n 8.48 por la relaci6n alimento/microorganismos y [(S 0 - S)/S 0](100) por la eficiencia, se obtiene: u= --'So::..,..-_s ox (8.45) donde S = concentraci6n de DBO o de DQO en el efluente, kgjm 3 . El tiempo medio de retenci6n celular se puede definir, en funci6n del volumen empleado, con cualquiera de las dos siguientes relaciones: Definici6n a partir del volumen del tanque de aireaci6n: (10.1) donde = tiempo medio de retenci6n celular basado en el volumen del tanque de aireaci6n, d. V,. = volumen del tanque de aireaci6n, m 3 X = concentraci6n d~ s6lidos suspendidos volatiles en el tanque de aireaci6n, kg/m 3 . Q"' =caudal de fango purgado, m 3/d. (-)c 608 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Xw = concentraci6n de s6lidos suspendidos volatiles en el fango purgado, kgjm 3 Qe = caudal de efluente tratado, m 3 /d. X e = concentraci6n de s6lidos suspendidos volatiles en el efluente tratado, kg/m 3 . D~finici6n a partir del volumen total del sistema: (10.2) donde Oct = tiempo medio de retenci6n celular basado en el volumen total del sistema. X 1 = masa total de s6lidos suspendidos volatiles del sistema, incluyendo los s6lidos del tanque de aireaci6n, del tanque de sedimentaci6n, y los existentes en las instalaciones de retorno de fango, kg. Los restantes terminos son los definidos en la Ecuaci6n 10.1. Si se supone que, practicamente, toda la conversi6n de sustrato ocurre en el tanque de aireaci6n, se recomienda diseiiar el reactor a partir del valor de ec (Ec. 10.1). En aquellos sistemas en los que gran parte de los s6lidos totales se hallen en el tanque de sedimentaci6n y en las instalaciones de retorno del fango, se puede utilizar la Ecuaci6n 10.2 para calcular la cantidad de s6lidos que hay que purgar. La cantidad de s6lidos en e1 tanque de sedimentaci6n se puede determinar midiendo la profundidad del manto de fango y la concentraci6n de s6lidos en el fango de retorno. El uso de la Ecuaci6n 10.2 se basa en la suposici6n de que los s6lidos biol6gicos contin(tan ejerciendo la respiraci6n end6gena independientemente del hecho de que se hallen, dentro del sistema, en condiciones aerobias o anaerobias. Comparando estos parametros, la tasa de utilizaci6n especifica U (relaci6n F/M multiplicada por el rendimiento) se puede considerar como una medida del grado con que se utiliza el sustrato (DBO) por unidad de masa de organismos, y ec se puede considerar como una medida del tiempo medio de residencia de los organismos dentro del sistema. La relaci6n entre el tiempo medio de retenci6n celular Oc, la relaci6n alimento/microorganismos FjM, y el grado de utilizaci6n espec(fica U, es la siguiente: 1 Oc F E - = Y - - - k 1 =YU-k 1 M 100 ' ' (8.46) donde Y = coeficiente de producci6n celular, kg de celulas producidasjkg de materia organica eliminada. E = rendimiento del proceso, porcentaje. k 0 m f5 c 6; :D m (f) ac)> r m (f) Proceso de Kraus Sistema de oxfgeno puro Canal de oxidaci6n Flujo en pist6n Reactores de mezcla completa en serie Flujo en pist6n Difusores de aire Aireadores mecanicos (turbinas sumergidas) 75-95 85-95 Reactor de flujo interrnitente agitado Difusores de aire Deep Shaft Flujo en pist6n Difusores de aire Nitrificaci6n en etapas separadas Flujo en pist6n o reactores de flujo continuo agitados Flujo en pist6n o reactores de flujo continuo agitados 85-95 Aireadores mecanicos (de eje horizontal) Reactor de flujo discontinuo secuencial Nitrificaci6n de etapa unica 85-95 Difusores de aire, aireadores mecanicos Difusores de aire, aireadores mecanicos 85-95 85-95 85-95 Utilizado para aguas residuales de alta concentraci6n y bajo contenido en nitr6geno. Utilizado en aplicaciones generales cuando se dispone de un espacio Iimitado. El proceso es resistente frente a cargas masicas. Utilizado en pequeiias comunidades o en zonas en las que no haya !imitaci6n de terreno. Proceso flexible. Utilizado en pequeiias comunidades en las que no se dispone de mucho espacio. EI proceso es flexible y permite Ia eliminaci6n del nitr6geno y del f6sforo. En aplicaciones generales para aguas residuales muy concentradas. Proceso resistimte a cargas masicas. Aplicable en general para el control de .Ia presencia de nitr6geno en los casos en los que no se presenten residuos industriales inhibidores del proceso. Utilizado para mejorar el grado de tratarniento de sistemas existentes en los que las Iimitaciones sobre Ia presencia de nitr6geno son estrictas, o en casos en los que se presenten residuos industriales inhibidores susceptibles de ser elirninados en etapas previas. -o ::D 0 -< m 0 -i 0 CJ m z (f) -i)> r)> 0 0 z m (f) -o)> ::D)> m r -i ::D ~)> $;:: m z -i 0 OJ 0 r 0 (j) 0 0 0) 1\) SSLM, mg/1 VIQ,h Qr/Q 0,25-0,75 0,25-1,0 0,25-0,75 0,05-0,25 0,5-1,50 (j) 0,16-0,40 1,60-1,60 0,64-1,60 1,60-3,20 0,08-0,48 0,08-0,24 1.500-3.000 2.500-4.000 2.000-3.500 200-1.000 (1.000-3.000) a (4.000-10.000) b 3.000-6.000 4.000-10.000 2.000-3.000 2.000-5.000 3.000-6.000 1.500-5.000 d 0,5-1,50 1,0-5,0 0,5-1,0 0,25-0,5 0,75-1,50 r SI SI 0,50-2,00 0 m)> NA SI 8-20 Unidad de contacto. b Unidad de estabilizaci6n de s6lidos. c NKT/SSVLM. rl Los SSLM varfan en funci6n de Ia fase del ciclo operativo. NA = No aplicable. SI = Sin informacion. 0,05-0,15 0,4-1,5 0,3-0,8 0,25-1,0 0,05-0,30 0,05-0,30 0,5-5,0 0,10-0,25 (0,02-0,15) c 0,05-0,20 (0,04-0,15) c 0,08-0,32 2.000-3.500 4-8 3-5 3-5 1,5-3 (0,5-1,0) a (3-6) b 18-36 2-4 4-8 1-3 8-36 12-50 0,5-5 6-15 0,05-0,14 2.000-3.500 3-6 NA SI 0,50-1,50 c)> en JJ m en 0 c)> m en PROYECTO DE JNSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO BIOLOGICO 627 ,------- ------------1 I I 0 I I o. 0+0, Tanque de aireaci6n : ; Decantador secunda rio X I I I I I 0, I x, x. I I I I I I I I I I I I X, o.. 1 ________ J. L---------(a) 0 I I Tanque de aireacion 1o+o, I X I I I 0, I I I I I I X, I ---------------------------1 o. Decantador secunda rio X, x. Q'w (b) FIGURA 10-9 Balances de masas tfpicos de s61idos suspendidos para el control de Ia recirculaci6n de fango: (a) balance de masa del decantador secundario, y (b) balance de masa en el tanque de aireaci6n [61]. que el contenido de s6Iidos en el afluente es despreciable en comparaci6n con el contenido en s6lidos del lfquido mezcla, el balance de masas del tanque de aireaci6n adquiere la siguiente expresi6n: Acumulaci6n = Entrada - Salida o= x,.Q,.-X(Q + Q,.) Despejando Q,., se obtiene: X Q,.=Q - x,.-x (10.8) De nuevo, el metoda de co11trol de la recirculaci6n de fango comporta la determinaci6n de las caracterfsticas de sedimentabilidad del fango. Los caudales de recirculaci6n de fango se determinan a partir de cmvas de sedimentabilidad del fango [61]. 628 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Purga de fango. La producci6n diaria de fango activado en exceso se debe purgar del sistema para mantener una relaci6n alimentojmicroorganismos o un tiempo media de retenci6n celular predeterminados. La pnictica mas comun es purgar el fango desde la lfnea de recirculaci6n, puesto que se trata de fango mas concentrado y precisa de sistemas de bombeo de menor capacidad. El fango purgado se descarga a los decantadores primarios, a espesadores u otras instalaciones de espesamiento del fango. Tambien existe un metoda alternativo para extraer lfquido mezcla directamente del tanque de aireaci6n o de la tuberfa de salida del efluente del tanque de aireaci6n, en la que la concentraci6n de s6lidos es uniforme. A continuaci6n, ellfquido mezcla purgado se puede descargar a un espesador o a los decantadores primarios, donde se mezcla y sedimenta con el fango primario. La cantidad de lfquido que se debe bombear para mantener el proceso bajo control depende del metoda empleado y dellugar desde el que se lleva a cabo la purga. (Ademas, debido a que las instalaciones de tratamiento de fangos no retienen el 100 por 100 de los s6lidos y parte de ellos vuelven al proceso, el caudal de purga real sera superior al valor determinado te6ricamente. Este hecho se analiza con mayor detalle en el Capitulo 12.) Por ejemplo, si para el control del proceso se emplea el tiempo media de retenci6n celular, y la purga se realiza desde la linea de recirculaci6n de fango, el caudal de recirculaci6n se puede determinar empleando la Ecuaci6n 8.35. (8.35) don de Q~ .. = caudal de fango purgado desde la lfnea de recirculaci6n, m 3 /d. X,.= concentraci6n del fango de la lfnea de recirculaci6n, kgjm 3 Los restantes terminos, segun fueron definidos en la Ecuaci6n 10.1 Si se supone que la concentraci6n de s6lidos en el efluente de los decantadores es baja, entonces la Ecuaci6n 8.35 se puede escribir; de forma reducida, como: ~ () c v,.x Q~.. x. (8.47) y , v;.x Qw::=:::::()X c (10.9) ,. Para determinar el caudal de fango purgado empleando la Ecuaci6n 10.9, es necesario conocer la concentraci6n de s6lidos tanto en el tanque de aireaci6n como en la linea de recirculaci6n. Si para el control del proceso se utiliza el tiempo media de retenci6n celular, la purga se realiza desde el tanque de aireaci6n, y si, de nuevo, se desprecia el contenido de s6lidos del efluente de la planta, el caudal de bombeo se J?Uede determinar empleando las siguientes relaciones: ~29 PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO BIOLOGICO ec ~ ~ Qw (10.10) y (10.11) en las que Q"' =caudal de purga de fango desde el tanque de aireaci6n, m 3 /d. Por Io tanto, el proceso se puede controlar purgando diariamente un caudal igual al volumen del tanque de aireaci6n dividido por el tiempo media de retenci6n celular. Si se adopta el metoda de control basado en Ia relaci6n alimento/microorganismos, el caudal de purga desde Ia linea de recirculaci6n se puede determinar empleando Ia siguiente expresi6n: (10.12) donde P,. = fango activado purgado, kg/d. Qw =caudal de purga de fango, m 3 /d. X,.= concentraci6n de s6lidos en Ia lfnea de recirculaci6n, kg/m 3 . En este caso, es preciso conocer Ia concentraci6n de s6lidos en Ia lfnea de recirculaci6n. Si el control del proceso se basa en otros criterios de carga, la cantidad de s6Iidos a purgar se debe determinar mediante iteraciones. Tasa de utilizaci6n de oxlgeno. Los microorganismos presentes en el proceso de fangos activados utilizan oxfgeno a medida que consumen alimento. La velocidad a Ia que utilizan el oxfgeno, Ia tasa de utilizaci6n de oxfgeno (OUR), se puede tamar como una medida de Ia actividad biol6gica. Valores altos de la OUR indican alta actividad biol6gica, mientras que valores bajos indican una menor actividad bio16gica. El valor de la OUR se determina tomando una muestra de lfquido mezcla saturada de OD, y midiendo Ia disminuci6n de este con el tiempo mediante un medidor de OD. Los resultados se suelen expresar em mg 0 2 /1 min o en mg 0 2 /1 h [61]. La utilizaci6n de oxfgeno es un panimetro de gran utilidad en Ia explotaci6n de una planta cuando se usa en combinaci6n con datos de SSV. La combinaci6n de la OUR con la concentraci6n de SSVLM da Iugar a un valor que se conoce con el nombre de tasa de utilizaci6n especffica de oxfgeno (SOUR), o tasa de respiraci6n. La SOUR indica la cantidad de oxfgeno que consumenlos microorganismos, y se suele expresar en mg 0 2 /g SSVLM h. A partir de estudios recientes, parece ser que existe una correlaci6n entre la SOUR dellfquido mezcla y la DQO del efluente final, lo cual permite predecir la calidad del efluente final durante los periodos de cargas variables [16]. 630 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Problemas de e>Cplotaci6n Los problemas mas frecuentes en Ia explotaci6n de los procesos de fangos activados son el fango voluminoso (bulking), el fango ascendente, y Ia espuma Nocardia. Es conveniente estudiar Ia naturaleza y los posibles metodos de control de estos fen6menos, debido a que son pocas las plantas que no se han encontrado nunca con estos problemas. Para Ia descripci6n de otros problemas de explotaci6n que se producen en las plantas de fangos activados, consultar Ia bibliograffa [61]. Fango voluminoso (Bulking). Un fango voluminoso es aquel que posee pobres caracterfsticas de sedimentabilidad y escasa compactabilidad. Se han identificado dos tipos principales de problemas de bulking. Uno esta producido por el crecimiento de organismos filamentosos u organismos que crecen en forma filamentosa bajo condiciones adversas, y es Ia tipologfa del fen6meno que se presenta con mayor frecuencia. El otro es causado por el agua embebida en el fl6culo, de forma que las celulas que estan en aquel se hinchan con agua hasta el punta en que se reduce su densidad y no sedimentan. Las causas del bulking a las que mas referenda se hace en Ia literatura estan relacionadas con: (1) las caracterfsticas ffsicas y qufmicas del agua residual; (2) las deficiencias del proyecto de las plantas, y (3) Ia explotaci6n. Las caracterfsticas del agua residual que pueden incidir en el bulking del fango incluyen las variaciones de caudal y de concentraci6n, el pH, Ia temperatura, el grado de septicidad, el contenido en nutrientes, y Ia naturaleza de los constituyentes. Las deficiencias del proyecto de las plantas incluyen Ia capacidad del suministro de aire, el disefio de los decantadores, las insuficiencias de Ia capacidad de bombeo del fango de recirculaci6n, Ia formaci6n de cortocircuitos, o el mezclado insuficiente. Las causas operacionales del bulking filamentoso son las bajas concentraciones de oxfgeno disuelto en el tanque de aireaci6n, Ia falta de nutrientes, las grandes variaciones en Ia carga organica, las bajas relaciones alimentos/microorganismos, y un gradiente de DB0 5 soluble insuficiente. Las causas operativas del bulking no filamentoso son las cmgas organicas inadecuadas, Ia excesiva aireaci6n, o Ia presencia de compuestos t6xicos [61]. En casi todos los casos, todas las circunstancias anteriormente comentadas representan alguna condici6n de explotaci6n adversa. Para el control del fen6meno de bulking, que puede estar causado por diferentes variables, es importante disponer de una lista de posibles causas para investigar. Se recomienda analizar los siguientes extremos: (1) caracterfsticas del agua residual; (2) contenido en oxfgeno disuelto; (3) cmgas de los procesos; (4) caudal de bombeo de fango de recirculaci6n; (5) microbiologfa de los procesos; (6) sobrecargas internas de Ia planta, y (7) funcionamiento de los decan tad ores. La naturaleza de los componentes del agua residual o Ia ausencia de detenninados constituyentes, como los elementos de traza, pueden provocar el desarrollo del bulking [68]. Si se conoce Ia presencia de vertidos industriales, ya sea de forma intermitente o continua, se deben comprobar los niveles tanto PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO BIOLOGICO 631 de nitr6geno como de f6sforo, puesto que se sabe que Ia presencia de cantidades insuficientes de uno o ambos de ellos favorece el desarrollo del fango voluminoso. Tambien se sabe que las grandes variaciones del pH causan problemas en las plantas de disefio convencional. Las grandes variaciones en las cargas organicas producidas en los sistemas de funcionamiento de flujo discontinuo tambien pueden provocar el fen6meno del bulking, raz6n por la cual tambien se deben comprobar. De entre las causas del bulking, la que se ha registrado con mayor frecuencia es la insuficiencia de oxfgeno disuelto. Si el origen del problema se halla en esta insuficiencia, el problema se puede solucionar hacienda trabajar los sistemas de aireaci6n a su maxima capacidad. En estas condiciones, los equipos de aireaci6n deberfan tener la capacidad mfnima necesaria para conseguir concentraciones de 2 mg/1 de oxfgeno disuelto en el tanque de aireaci6n en condiciones de carga normales. Si no se puede mantener este nivel de oxigenaci6n, la soluci6n del problema puede pasar par la introducci6n de mejoras en el sistema de aireaci6n. Se debe comprobar tambien el valor de la relaci6n F/M para asegurar que se mantiene dentro del intervalo de valores generalmente aceptado (vease Tabla 10-5). Valores bajos de la relaci6n F/M pueden favorecer el crecimiento de determinados organismos filamentosos, especialmente en sistemas de mezcla completa. Los valores elevados de la relaci6n F/M pueden provocar Ia presencia de fl6culos dispersos de dimensiones reducidas, condici6n que se puede solventar reduciendo la purga de fango. Cuando el control de la planta se lleva a cabo basandose en el tiempo media de retenci6n celular, no es necesario controlar el valor de la relaci6n F/M. El tiempo media de retenci6n celular se debe controlar para asegurar que se halla dentro del intervalo de valores que normalmente asegura un rendimiento adecuado de la instalaci6n (Tabla 10-5). Como ya se ha comentado, en caso de que el tiempo media de retenci6n celular no quede dentro del intervalo indicado en la tabla, sera preciso reajustar el caudal de purga de fangos. Si las causas del bulking se deben a los organismos filamentosos, para adoptar una soluci6n adecuada sera necesario identificar el tipo de organismo presente. En el fango activado se conoce la presencia de mas de 20 morfologfas diferentes de organismos filamentosos [12, 13]. En la bibliograffa se puede encontrar informaci6n acerca de las caracterfsticas tfpicas de los diferentes tipos de organismos filamentosos asf como su frecuencia de ocurrencia en plantas de los Estados Unidos. En funci6n de las condiciones ambientales pueden proliferar diferentes tipos de organismos filamentosos. En la bibliograffa [42] tambien se recomienda el usa de organismos indicadares asociados a un problema de bulking especffico. La identificaci6n de los organismos la deberfan llevar a cabo bi6logos o tecnicos experimentados en el analisis de aguas residuales. La prevenci6n y el control del crecimiento de organismos filamentosos en sistemas de mezcla completa se ha resuelto satisfactoriamente, como se ha comentado anteriormente, incorporando un compartimento selector. Para evitar los problemas de sobrecarga interna de la planta, es conveniente asegurar el control de los sobrenadantes y filtrados recirculados, de modo que 632 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES no se retornen durante los periodos de cargas hidniulicas y organicas punta. Como ejemplos de cargas recirculadas se pueden citar e1 filtrado de las operaciones de deshidrataci6n de fangos y el sobrenadante de los digestores de fango. Las caracterlsticas de funcionamiento de los decantadores tambien pueden ser causa del bulking del fango. El bulking es un problema frecuente en tanques circulares de alimentaci6n central, en los que la extracci6n del fango se lleva a cabo directamente desde un cuenco situado debajo de la zona en que entra ellfquido mezcla. El estudio de la capa de fango puede revelar que gran parte del fango queda retenido en el tanque durante muchas horas en Iugar de los te6ricos 30 minutos deseados. Si esto es asf, el fallo es de disefio, y sera necesario introducir cambios en los equipos de extracci6n de fangos. En una situaci6n de emergencia, o durante el estudio de los factores que se acaban de citar, se puede emplear como medida temporal de remedio la adici6n de cloro o de per6xido de hidr6geno. La cloraci6n del fango recirculado se ha empleado de manera bastante generalizada para el control del bulking. A pesar de que la cloraci6n resulta efectiva en el control del bulking producido por la presencia de organismos filamentosos, no resulta efectiva cuando el bulking esta provocado por la presencia de f16culos ligeros que contiene agua de inhibici6n. Se recomienda clorar el fango de recirculaci6n con dosis de entre 2 y 3 mg/1 de Cl 2 por cada 1.000 mg/1 de SSVLM, suministrando dosis de entre 8 y 10 mg/1 por cada 1.000 mg/1 en casos muy graves [61]. La cloraci6n, basta que se elimina la presencia de organismos filamentosos en el fango, es causa normal de un efluente turbio. La cloraci6n de un fango nitrificado tambien producini el enturbiamento del efluente, debido a la muerte de los organismos nitrificantes. Para el control de organismos filamentosos en el fango voluminoso tambien se ha utilizado per6xido de hidr6geno. Las dosis de per6xido de hidr6geno y la duraci6n del tratamiento dependen del nivel de desarrollo de los organismos filamentosos. Fango ascendente. En ocasiones, es posible que un fango de buenas caracterfsticas de sedimentabilidad flote o ascienda bacia la superficie despues de un periodo de sedimentaci6n relativamente corto. Este fen6meno se produce como consecuencia de la desnitrificaci6n, proceso en el que los nitritos y nitratos del agua residual se convierten a nitr6geno gas (vease Cap. 11). Confonne se va produciendo nitr6geno gas en el seno de la capa de fango, gran parte de el queda atrapado en el fango. Si se forma una cantidad de gas suficiente, la boyancia de la masa de fango provoca que flote o ascienda bacia la superficie. El fango ascendente se puede diferenciar del fango voluminoso observando las pequefias burbujas de gas adheridas a los s6lidos flotantes. Los problemas provocados por el fango ascendente se pueden solucionar: (1) aumentando el caudal de extracci6n de fango del decantador para reducir el tiempo de retenci6n del fango; (2) caso de que no se pueda reducir la profundidad de la capa de fango aumentando la purga, se puede reducir el caudal de lfquido mezcla del tanque de aireaci6n al decantador; (3) en los casos en los que sea posible, aumentando la velocidad de los mecanismos de extracci6n de fangos del decantador, y (4) reduciendo el tiempo medio de retenci6n celular aumentando la purga de fangos. PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO BIOLOGICO ,633 Nocardia. En plantas de fangos activados, la formaci6n de una espuma viscosa, marr6n, que cubre los tanques de aireaci6n y los decantadores secundarios ha provocado problemas de seguridad, efluentes de baja calidad y malos olores. La formaci6n de esta espuma esta asociada a la presencia de un organismo filamentoso de crecimiento lento del grupo de los actinomicetos, normalmente de la familia N acardia. Algunas de las probables causas de los problemas provocados por esta espuma son: (1) relaciones F/M bajas en los tanques de aireaci6n; (2) concentraciones elevadas de s6lidos suspendidos en el liquido mezcla (aumentando por lo tanto la edad del fango) debido a una purga de fango insuficiente, y (3) reaireaci6n del fango [61]. El si.nninistro de mayores cantidades de aire para cubrir la mayor demanda de oxfgeno generada por las elevadas concentraciones de SSLM tenderan a expandir la espuma y agravar el problema. Las posibles medidas para el control de la Nocardia incluyen: (1) reducci6n de la edad del fango; (2) reducci6n del suministro de aire para reducir el espesor de la capa de espuma; (3) incorporaci6n de un selector para controlar el crecimiento de organismos filamentosos; (4) inyecci6n de un aditivo que provoque la mutaci6n de bacterias; (5) cloraci6n del fango de retorno; (6) rociado con una soluci6n de cloro o riego con hipoclorito de calcio en polvo directamente sobre la espuma, y (7) reducci6n del pH del lfquido mezcla por adici6n de productos qufmicos o iniciando el proceso de nitrificaci6n [39]. El metodo mas empleado para el control de la Nocardia ha sido la reducci6n de Ia edad del fango. 10.2 SELECCION Y DISENO DE LAS INSTALACIONES FISICAS PARA EL PROCESO DE FANGOS ACTIVADOS En esta secci6n se estudian las instalaciones ffsicas empleadas en el disefio de sistemas de tratamiento de fangos activados. Entre estos elementos, se encuentran: (1) aireaci6n con difusores; (2) aireadores mecanicos; (3) sistemas de oxfgeno puro; (4) tanques de aireaci6n y equipos asociados, y (5) instalaciones de separaci6n de s6lidos. Aireaci6n con difusores Los dos principales metodos para la aireaci6n del agua residual son: (1) la introducci6n en el agua residual de aire u oxfgeno puro mediante difusores sumergidos u otros sisteinas de aireaci6n, y (2) agitaci6n mecanica del agua residual para promover la disoluci6n de aire de la atm6sfera. Un sistema de aireaci6n con difusores esta fonnado por unos difusores sumergidos en el agua residual, las conducciones de aire, y las soplantes y demas equipos auxiliares por los que circula e1 aire. La elecci6n del tipo de difusores y el disefio de soplantes y conducciones de aire se aborda en este apartado. Para un analisis en detalle de la informaci6n actual (1989) sobre sistemas de aireaci6n con difusores porosos, consultar la bibliograffa [57]. 634 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 10-6 Descripci6n de los dispositivos de aireaci6n con difusores a Tipo o sistema Eficiencin de trans ferenda Descripci6n Vcase fig urn Poroso Placa Alta Placas cen\micas cuadradas instaladas sobre soportes fijos o en Ia sclera del tanque. Demo Alta Difusores ceramicos con forma de domo instalados sobre las conducciones de distribuci6n ubicadas cerca del fondo del tanque. 10-10a Disco Alta Discos de cenimica rfgidos o flexibles de membrana porosa instalados en las conducciones de distribuci6n ubicadas cerca de Ia sclera del tanque. 10-10b Tubo Moderada a alta Difusor en forma de tubo de medio ceramico rfgido o de plastico flexible o de goma sintctica instalados en las tuberfas de distribuci6n. 10-10c Tuberfa perforada Baja Red de tuberfas de distribuci6n con pequeiios agujeros pcrforados a lo largo de su longitud. Sparger Baja Elementos que suelen ser de plastico moldeado que se instalan en las conducciones de distribuci6n. Tuberfa ranurada Baja Tuberfas de accro inoxidable con ranuras para suministrar el aire en bandas anchas. Orificio con valvulas Baja Elemento que contienc una valvula de seguridad para evitar Ia inversi6n del flujo cuando se cierra el suministro de aire. Se instala en las tubcrfas de distribuci6n de airc. 10-lOe Tubo estatico Baja Tubo vertical estatico instalado sobre cl fondo del tanquc que funciona como airlift. 10-10/ Manguera perforada Baja Manguera perforada dispuesta a lo largo del tanque anclada al fondo Aireaci6n por inyecci6n Moderada a alta Dispositive que descarga, a travcs de una boquilla situada cerca del fondo del tanque, una mezcla de aire comprimido y lfquido

bombeado. 10-10g Aspiraci6n Baja Bomba de hCiice inclinada instalada en Ia superficie deltanque que aspira aire y Iibera bajo Ia superficie una mezcla de aire y agua. 10-101! Tubo en U Alta Descarga de aire comprimido en el tramo descendente de los reactores tipo Deep Shaft. 10-10i No poroso Orificio fijo 10-10d Otros dispositivos " Adaptado de Ia bibliograffa [63] Difusores. En el pasado, los difusores se han clasificado en dos tipologfas, los difusores de burbujas finas y los difusores de burbujas gruesas, a partir del hecho de que las burbujas finas resultan mas eficaces en la transferencia de oxfgeno. Sin embargo, la definici6n de los terminos y de los lfmites entre lo que son burbujas finas y gruesas no han quedado claros. Por lo tanto, actualmente se prefiere clasificar los sistemas de aireaci6n con difusores en funci6n de las PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO BIOLOGICO 635 caracterfsticas ffsicas de los equipos. Se definen tres categorfas: (1) difusores porosos o de poros finos; (2) difusores no porosos, y (3) otros sistemas de difusi6n, tales como los difusores de chorro, los aireadores por aspiraci6n, y los aireadores de tubo en U. Las diferentes tipologfas de dispositivos de difusi6n de aire se describen en la Tabla 10-6 y se esquematizan en Ia Figura 10-10. Difusores porosos. Los difusores porosos se fabrican con diversas formas, siendo las mas comunes los difusores de placa, domo, disco y de tubo (vease Fig. 10-lOa, b, c). Los difusores de placa se instalan sobre soportes de aluminio u hormig6n, que sujeta seis o mas placas, y que se pueden colocar en entalladuras practicadas en la solera o directamente sobre la solera del tanque de aireaci6n. Los grupos de soportes de las placas se conectan al sistema de conducci6n de aire a intervalos fijos a lo largo de todo el tanque, controlandose cada grupo mediante una valvula independiente. En las instalaciones mas modernas, el uso de difusores de domo, disco o de tubo ha sustituido, casi totalmente a los difusores de placa. Los difusores de domo, disco o tubo se montan o roscan en los conductos distribuidores de aire, que se pueden disponer a lo largo del tanque en la solera o en un lateral, o se pueden montar en brazos de aireaci6n extrafbles. Si se emplean brazos extrafbles independientes, se puede extraer cada uno de ellos sin necesidad de interrumpir el proceso ni tener que vaciar el tanque y proceder a su limpieza y sustituci6n. Para conseguir una aireaci6n uniforme en todo el tanque, se pueden instalar difusores de disco o de domo formando una malla en el fondo del tanque de aireaci6n (vease Fig. 10-11). Para la fabricaci6n de difusores porosos se han empleado diversos materiales. Estos materiales suelen ser plasticos y materiales ceramicos rfgidos, plasticos flexibles, o envolventes flexibles de tela, goma, o plastico. Los materiales ceramicos estan formados por partfculas minerales de formas redondas o irregulares aglomeradas para formar una red de pasillos interconectados por los que circulara el aire a presi6n. Cuando el aire escapa por los poros superficiales, el tamafio del poro, la tensi6n superficial, y el caudal de aire se combinan para producir una burbuja del tamafio deseado. Los materiales plasticos porosos son innovaciones mas recientes. AI igual que sucedfa con los materiales ceramicos, los materiales plasticos tienen una red de poros o canalizaciones intercomunicadas a traves de las cuales puede circular el aire a presi6n. Para los difusores de tubo o de disco, se han desarrollado y adaptado cubiertas finas y flexibles fabricadas con plastico blando o goma sintetica. Los pasillos por los que circula el aire se consiguen perforando orificios diminutos en el material de la cubierta. Cuando se inicia el flujo de aire, la cubierta se hincha y cada agujero actua como una abertura variable independiente; cuanto mayor el caudal de aire, mayor es Ia abertura. Es fundamental que el aire suministrado este limpio y libre de partfculas de polvo que pudieran obturar los difusores. Para ello se suelen emplear filtros de aire, constituidos normalmente por materiales secos o con impregnaci6n viscosa. Tambien se han utilizado filtros electrostaticos y filtros de precapa tipo bolsa. Los filtros deben de instalarse antes de la toma de alimentaci6n de los soplantes. 636 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Difusor de disco Orificio de control (b) (a) Tuberra de aire Tuberfa principal Camiseta ''''~-----------(d) (c) ""~r~jjf.t:~ Elemento de retenci6n .: Alre \ Tuber[a de aire Orificio de salida de aire (f) (e) FIGURA 101 0 Difusores: (a) difusor de domo; (b) difusor de disco; (c) difusor de tubo; (d) sparger; (e) difusor de orificio con valvula; (f) airedor de tubo estatico, (g) aireador por inyecci6n, (h) dispositivo de aspiraci6n, e (i) aireador de tubo en U. 637 PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO BIOLOGICO Aire inyectado en el agua ~ - \ Salida de aire y agua {g) {i) FIGURA 10-10 (Continuaci6n) Difusores no porosos. Existen diversos tipos de difusores no porosos (vease Fig. 10-10d, e, f). Los difusores de orificios de tamafio fijo o variable producen burbujas mas grandes que los difusores porosos, raz6n por la cual tienen menor rendimiento de aireaci6n pero, en contrapartida, presentan las ventajas de menores castes, necesidades de mantenimiento y de limpieza del aire. Los sistemas de distribuci6n tfpicos de los sistemas de difusores no 638 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES FIGURA 10-11 Tanque de aireaci6n de flujo en piston equipado con dispositivos de aireaci6n tipo domo (de Aerocor Co). poroses fijos o variables son muy parecidos a los de los difusores de disco o de domo. En el aireador estatico (vease Fig. 10-10!), el aire se introduce por la parte inferior de un tubo circular de altura variable (entre 0,5 y 1,25 m). Para mejorar el contacto del aire con el agua, los tubos estan equipados con placas deflectoras alternadas situadas en su interior. Debido a que el aireador estatico actua como una bomba de emulsi6n de aire, se consigue el efecto de mezcla. Los aireadores estaticos se suelen colocar siguiendo disposiciones en forma de malla en el fondo de los tanques. Otros tipos de difusores. Otros tipos de difusores disponibles en el mercado incluyen los difusores de chorro, difusores de aspiraci6n, y Ia aireaci6n con tubos en U. La aireaci6n a chorro (vease Fig. 10-10g) combina la difusi6n de aire y el bombeo de lfquido. El sistema de bombeo recircula el lfquido del tanque de aireaci6n, expulsandolo por una boquilla junto con el aire comprimido. Este sistema es especialmente apropiado para tanques de aireaci6n profundos (8 m). La aireaci6n por aspiraci6n consiste en una bomba PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO BIOLOGICO 639 de aspiraci6n accionada por un motor que introduce aire a traves de un tubo hueco y lo inyecta bajo el agua, donde las elevadas velocidades y la acci6n de los impulsores provocan turbulencias y la difusi6n de las burbujas de aire. E1 dispositivo de aspiraci6n se puede montar sobre una estructura fija o sobre un puente. La aireaci6n con tubos en U (deep-shaft) consiste en una conducci6n profunda dividida en dos zonas (Fig. 10-10i). El aire se afiade a gran presi6n al agua residual que entra en el elemento por la rama descendente; la mezcla circula basta la parte inferior del tubo, y vuelve otra vez ala superficie. La gran profundidad a la que se hace circular la mezcla de aire y agua provoca que todo el oxfgeno entre en disoluci6n debido a las elevadas presiones a que se somete, lo cual resulta en elevadas eficiencias de transferencia de oxfgeno. La aireaci6n con tubos en U tiene aplicaci6n especial con aguas residuales muy cargadas. Rendimiento de los difusores. La eficiencia de la transferencia de oxfgeno depende de muchos factores, entre los cuales se hallan el tipo, dimensiones y geometrfa de los difusores, el caudal de aire, la profundidad de sumergencia, la geometrfa del tanque, incluidas la posici6n de las conducciones y de los difusores, y las caracterfsticas del agua residual. La eficiencia de los dispositivos de aireaci6n se suele evaluar en agua limpia, ajustandose los resultados a las condiciones de campo mediante la aplicaci6n de unos factores de conversi6n. En la Tabla 10-7 se aporta informaci6n sobre las eficiencias de transferencia de oxfgeno y los caudales de aire en agua limpia para diferentes dispositivos de difusi6n. Normalmente, la eficiencia estandar de la transferencia de oxfgeno (SOTE) aumenta con la profundidad; las eficiencias que se aportan en Ia Tabla 10-7 corresponden a una profundidad de 4,5 m, la profundidad de sumergencia mas habitual. En Ia bibliograffa se pueden hallar datos sobre Ia variaci6n de Ia SOTE con la profundidad para los diferentes tipos de difusores [63]. Las variaciones de la eficiencia de la transferencia de oxfgeno con el tipo de difusor y con la disposici6n de los difusores, se ilustran en Ia Tabla 10-7. En la bibliograffa se proporcionan datos adicionales sobre el efecto de Ia distribuci6n de los difusores sobre la eficiencia de la transferencia de oxfgeno [55, 57]. La eficiencia de la transferencia de oxfgeno de los difusores porosos (OTE) tambien puede disminuir con el uso debido a obturaciones en su parte interna o al ensuciamiento de su parte exterior. La .aparici6n de obturaciones en el interior de los difusores se puede deber a la presencia de impurezas en el aire no eliminadas en los filtros de aire. El ensuciamiento de la parte exterior del difusor se puede deber a la formaci6n de pelfculas biol6gicas o de precipitados inorganicos. El efecto del ensuciamiento sobre la OTE se representa con el termino F. El descenso del valor de F con el paso del tiempo se designa por fp, que se expresa como Ia fracci6n de eficiencia de transferencia de oxfgeno perdida por unidad de tiempo. La tasa de ensuciamiento depende de las condiciones de funcionamiento, los cambios en las caracterfsticas de agua residual, y del tiempo de servicio de cada unidad. El valor de esa tasa es importante para cuantificar la perdida de OTE y Ia frecuencia de limpieza de los difusores. El ensuciamiento y la velocidad con que se produce se pueden estimar: (1) realizando un ensayo de OTE (eficacia de transferencia de oxfgeno) 640 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 10-7 Informacion tfpica de Ia eficiencia de transferencia de oxfgeno de varios difusores en agua limpia a Tipo de difusor y disposici6n Discos cenimicos - Malia Domos ceramicos - Malia Placas cenimicas - Malia Tubos de plastico poroso rfgidos Malia Espiral doble Espiral simple Tubos de plastico poroso no rfgidos Malia Espiral simple Tubos de membrana perforada Malia Puntos equiespaciados Espiral simple Aireaci6n por inyecci6n Ubicaci6n en un lateral Difusores no porosos Espiral doble Eje longitudinal Espiral simple Caudal de aire, m3/h difusor SOTE (%), 4,5 m de sumergencia 0,68-5,77 0,85-4,24 3,40-8,50 25-40 27-39 26-33 4,07-6,80 5,09-18,68 3,40-20,37 28-32 17-28 13-25 1,70-11,88 3,40-11,88 26-36 19-37 1,70-6,80 3,40-10,19 3,40-10,19 22-29 19-24 15-19 91,69-509,4 15-24 5,60-16,98 7,13-76,41 16,98-59,43 12-13 10-13 9-12 " Adaptado de Ia bibliograffa [57, 63]. " SOTE = Eliciencia de transferencia de oxfgeno en condiciones normales. Condiciones normales: agua limpia, 20 "C, 1 atm de presi6n, y concentraci6n inicial de oxfgeno disuclto = 0 mg/1. a escala real durante un periodo de tiempo determinado; (2) hacienda un seguimiento de Ia eficiencia del sistema de aireaci6n, y (3) realizando ensayos de OTE con difusores nuevos y difusores usados [57]. Los factores habitualmente empleados para convertir Ia transferencia de oxfgeno en agua limpia a los valores correspondientes al agua residual, son los factores alfa, beta y. theta descritos en el Capitulo 6. El factor alfa, valor de Ia relaci6n entre KLa del agua residual y KLa del agua limpia (vease Cap. 6), es especialmente importante porque varia en funci6n de las caracteristicas ffsicas del sistema de difusores, Ia geometrfa del reactor, y las caracterfsticas del agua residual. Los constituyentes del agua residual afectan a las OTE de los sistemas de difusores porosos en mayor medida que a los restantes sistemas de aireaci6n, lo cual resulta en valores de alfa mas bajos [17]. La presencia de constituyentes tales como detergentes, s6lidos disueltos, y s6lidos suspendidos, puede afectar a las dimensiones y geometrfa de las burbujas, reduciendo Ia PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO BIOLOGICO -641 capacidad de transferencia de oxfgeno. En sistemas de difusores de burbuja fina, los valores de alfa se situan entre 0,4 y 0,9 [18]. Esto hace especialmente importante Ia COITecta selecci6n del valor de alfa a emplear. Otra medida del rendimiento de los difusores porosos es el producto de alfa y F, denotado por aF. A partir de ensayos que se estan llevando a cabo, se ha podido comprobar que los valores de aF varfan ampliamente dentro del intervalo 0,11 y 0,79, con un valor medio inferior a 0,5, y que resultan ser menores de lo que cabfa esperar [57]. Se ha comprobado, asimismo, que Ia variabilidad del valor de aF es especffica de cada planta, lo cual demuestra Ia necesidad, a Ia hora de proceder al proyecto de un sistema de difusores, de investigar y evaluar detalladamente los factores ambientales que pueden afectar al rendimiento de los difusores para escoger .los valores de a y de aF adecuados. Debido a que Ia cantidad de aire necesaria por kg de DBO eliminada varfa, ampliamente, de una planta a otra, es peligroso comparar los consumos de aire de plantas diferentes, no s6lo debido a Ia variabilidad de los factores arriba citados, sino tambien a Ia diferencia de cargas que soportan los procesos, criterios de disefio, y procedimientos de explotaci6n. La aplicaci6n de caudales de aire muy elevados a lo largo de uno de los lados del tanque de aireaci6n reduce Ia eficiencia de Ia transferencia de oxfgeno ya que aumenta Ia velocidad de circulaci6n. El resultado es un menor tiempo de detenci6n de las burbujas de aire ademas de Ia formaci6n de burbujas de mayor tamafio con menor superficie de transferencia. Los metodos de Iimpieza de difusores porosos pueden consistir en el recocido de las placas ceramicas, el rociado con agua a presi6n, el cepillado, o el tratamiento qufmico con bafios acidos o causticos. En Ia bibliograffa se pueden encontrar detalles sobre los procedimientos de limpieza [57, 63]. Actualmente se utilizan dos tipos de soplantes: soplantes centrffugas, y de desplazamiento positivo (vease Fig. 10-12). Tambien se han empleado turbinas centrffugas, especialmente en Europa. Las soplantes centrffugas se suelen utilizar cuando Ia capacidad de Ia unidad es superior a 85m 3/min de aire Iibre. A caudales menores, hay que comprobar Ia posibilidad de reducci6n de Ia capacidad para asegurar Ia satisfacci6n de las demandas de oxfgeno en condiciones de caudales bajos. La presi6n de descarga del aire suele variar entre 48 y 62 kN/m 2 . A no ser que se incorporen silenciadores a Ia entrada y salida de las soplantes centrffugas, estas emiten un sonido muy agudo. En las plantas de tratamiento de aguas residuales, las soplantes deben suministrar caudales de aire variables dentro de un intervalo de presiones muy limitado, bajo condiciones ambientales diversas. Normalmente, una soplante s6lo es eficaz para un conjunto de condiciones operativas determinado. La necesidad de adaptar los caudales y presiones de aire a demandas variables de una planta de tratamiento, el sistema de soplantes debe incorporar algun sistema de regulaci6n o de variaci6n del caudal. Los metodos de control o de regulaci6n de potencia son: (1) purga o bypasado de caudal; (2) estrangulamiento de la secci6n de aspiraci6n; (3) difusores de descarga variable; (4) motoSoplantes. 642 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Salida Descarga t Entrada (b) (a) FIGURA 10-12 Soplantes Hpicas empleadas en los sistemas de difusi6n de aire: (a) soplante centrffuga (de Hoffman), y (b) soplante de desplazamiento positivo (de Roots-Connersville). res de velocidad variable, y (5) funcionamiento en paralelo de varias unidades. El estrangulamiento de Ia secci6n de aspiraci6n y el uso de difusores de descarga variable s6lo se pueden emplear con soplantes centrffugas; el uso de motores de velocidad variable se utiliza, con mayor frecuencia en soplantes de desplazamiento positivo. La purga y bypasado de caudales de aire tambien se puede emplear como medida efectiva para el control delfen6meno pulsatorio que se produce en soplantes centrffugas, cuando Ia soplante funciona, alternativamente, a capacidad cero y a capacidad maxima, lo cual provoca vibraciones y sobrecalentamientos. Este fen6meno se produce cuando la soplante trabaja dentro de un intervalo volumetrico muy reducido. Las soplantes centrffugas tienen caracterfsticas de funcionamiento parecidas a las bombas centrffugas de baja velocidad especffica. La presi6n de descarga aumenta desde Ia posici6n de cierre basta su valor maximo en valores cercanos al 50 por 100 de la capacidad de Ia unidad, y luego desciende. El punto de funcionamiento de la soplante se determina, al igual que se hace con las bombas centrffugas, por intersecci6n de Ia curva caudal-altura y la curva del sistema. Las soplantes se calibran con aire en condiciones normalizadas de temperatura (20 oq, presi6n (760 mm Hg), de humedad relativa (36 por 100). El peso especffico del aire nonnalizado es de 1,20 kg/m 3 La densidad del aire afecta al rendimiento de las soplantes, y cualquier variaci6n de la temperatura o de presi6n barometrica del aire en la aspiraci6n de la unidad puede cambiar la densidad del aire comprimido. Cuanto mayor sea la densidad del aire, mayor sera Ia presi6n y, como consecuencia, se necesita mayor potencia para el proceso de compresi6n (vease Fig. 10-13). (En el Apendice B se facilitan datos 643 PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO BIOLOGICO - c: 150 O 'iii [': -........__ - "' c. .!!! 125 Q) ~ '0 ~ 100 1: 75 'Gc: 15o Q) 0 3/ ~ 125 '0 38 oc " Q) 2 g_ 17 oc ro::J / 1: 100 // ~ Q) 2 0 c. 0 1: B c: 75 L v / Q) E Q) ::J E ~ 50 25 75 125 100 m r -i ::D Tratamiento de agua residual desbas. tada o procedente de decantacion primaria y residuos industriales. Tratamiento de .aguas residuales domesticas e industriales. Tratamiento completo de aguas residuales domesticas e industriales con altas eliminaciones de bacterias. ~ ~ m z d OJ 5 5 G) 0 0 ,...,. (,.) ...&. 732 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES FIGURA 10-43 Estanques de estabilizaci6n facultativos tfpicos. ecuaci6n de velocidad de eliminaci6n de primer orden, desarrollada por Wehner y Wilhelm [65] para un reactor con esquema de flujo arbitrario (entre mezcla completa y flujo en pist6n): S S0 (1 4a exp (1/2d) - (1 - a) 2 exp (- aj2d) + a) 2 exp (aj2d) (10.30) donde S = concentraci6n de substrata en el efluente. S0 = concentraci6n de substrata en el afluente. a= + 4ktd. d =factor de dispersi6n = D/uL. u = velocidad del fluido, m/h. D = coeficien te de dispersi6n axial, m 2 /h. L = longitud caracterfstica, m. k = constante de reacci6n de primer orden, 1/h. t = tiempo de detenci6n, h. J1 Para facilitar la aplicaci6n de la Ecuaci6n 10.30 a los tanques de estabilizaci6n, Thirumurthi desarroll6 la gnifica de la Figura 10-44, en la que se representa el tennino kt frente a la relaci6n S/S 0 para diferentes factores de dispersi6n entre 0 (correspondiente a un reactor de flujo en pist6n ideal) basta infinito (correspondiente a un reactor de mezcla completa) [45]. Para la mayorfa de los tanques de estabilizaci6n, los factores de dispersi6n se hallan en el TABLA 10-20 Parametres tfpicos de disefio para estanques de estabilizaci6n "1J :0 Tipo de estanque Panimetro Regimen de flujo Tamano del estanque, ha Funcionamiento c Tiempo de detencion c, d Profundidad, m pH Intervalo de temperaturas, oc Temperatura optima, oc Carga de DB0 5 ct, kg/hadfa Conversion de DBO 5 , % Principales productos de Ia conversion Concentracion de algas, mg/L Solidos suspendidos en el efluente", mg/L 0 -< m Estanque aerobio (baja carga)" Estanque aerobio (alta carga) Estanque aerobio (de maduraci6n) Estanque aerobio-anaerobio facultativo b Mezcla intermitente Mezcla intermitente Mezcla intermitente Estrato superficial mezclado 0 0 z m en 10-40 0,9-1,2 6,5-10,5 0-30 20 67-134 80-95 4-6 0,3-0,45 6,5-10,5 5-30 20 90-180 80-95 5-20 0,9-0,5 6,5-10,5 0-30 20 :: ;': FIGURA 10-46 Revestimiento tfpico empleado para Ia protecci6n de los taludes de los estanques [56]. estanques grandes, deben'i. ser posible aumentar la profundidad. Los dispositivos para ajustar los niveles de profundidad d se pueden adquirir a precios econ6micos. En los estanques de 12 ha o mayores, puede ser conveniente un funcionamiento de tipo peri6dico a profundidades superiores a 1,5 m. Construcci6n del fondo d. El fondo de los estanques aerobios y la mayoria de las estanques anaerobios debeni ser lo mas horizontal posible, excepto en la zona cercana a la entrada del lfquido. No conviene que la cota del acabado varfe en mas de 15 em de la cota media del fondo, excepto en los casos en los que el fondo de un estanque aerobio-anaerobio se disefie especialmente para la retenci6n de los s6lidos sedimentables en celdas o compartimentos en forma de tolvas. Para evitar el exceso de filtraciones, el fondo debera estar bien compactado. Si se presentan problemas relacionados con una excesiva percolaci6n que produzca la contaminaci6n del subsuelo, sera necesario impermeabilizar o recubrir. Los tipos de impermeabilizantes o recubrimientos incluyen (1) recubrimientos sinteticos o de goma; (2) recubrimientos arcillosos o de cementa, y (3) recubrimientos naturales o por tratamiento qufmico. Para informaci6n mas detallada acerca del recubrimiento e impermeabilizaci6n de los estanques, consultese la bibliograffa [51]. Los estanques no deberfan recoger cantidades sustanciales de agua procedente de la escorrentfa superficial. Caso de ser necesario, se deberan tomar medidas adecuadas para desviar el flujo de agua superficial alrededor de los estanques. En instalaciones nuevas, en las que elmantenimiento de un adecuado nivel de agua es problematico, la estructura de desviaci6n del agua se puede disefiar de modo que se pueda introducir el agu~ de escorrentfa en la laguna caso de ser necesario. Control de Ia escorrentla superficial. PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO BIOLOGICO 10.9 10.1. 10.2. 10.3. 10.4. 10.5. 10.6. 745 TEMAS DE DEBATE Y PROBLEMAS En el Ejemplo 10-1, calcular las cantidades de nitr6geno y de f6sforo necesarias si Ia demanda de nitr6geno es 0,12P x y Ia demanda de f6sforo es una quinta parte de Ia demanda de nitr6geno. {.En que forma se deben afiadir estos nutrientes? Un proceso de fangos activados de mezcla co111pleta debe tratar un caudal de efluente primario de 0,65 m 3/s que contiene 175 111gjl de DB0 5 y 125 mg/1 de SS. Si Ia DB0 5 y los SS en el efluente se limitan a 20 mgjl, determfnese Ia demanda te6rica de oxfgeno del sistema. Se supone que el 65 por 100 de los SS del efluente son biodegradables. En el Problema 10.2, se considera Ia alternativa de instalar en un tanque de aireaci6n otros dispositivos de aireaci6n sumergidos a 5 m. Determinar Ia SOTE y Ia demanda te6rica de aire tanto para el caso de una malla de difusores cenimicos tipo domo como para el caso de difusores no porosos instalados en una doble espiral. La temperatura del agua residual es de 20oC y los factores alfa de los difusores son 0,64 para los difusores cenimicos de domo y 0,75 para los difusores no porosos. Una planta convencional de fangos activados ha de tratar 4.000 m 3 /d de un agua residual con una DB0 5 de 200 mg/1 despues de Ia sedimentaci6n. La carga del proceso es de 0,30 kg DBO/kg SSVLM d. El tiempo de detenci6n es de 6 h y Ia relaci6n de recirculaci6n es 0,33. Deter111inar Ia concentraci6n de SSVLM. Una planta convencional de fangos activados funciona con un tie111po 111edio de retenci6n celular de 10 d. El volu111en del reactor es de 8.000 111 3 y Ia concentraci6n de SSLM es de 3.000 111gjl. Deter111inar: (1) Ia producci6n diaria de fango; (2) el caudal de fango purgado cuando Ia purga selleva a cabo en el reactor, y (3) el caudal de fango purgado cuando Ia purga se realiza en Ia lfnea de retorno. Suponer que Ia concentraci6n de SS en Ia lfnea de recirculaci6n es de 10.000 mg/1. El sistema de fangos activados por aireaci6n escalonada que se muestra en Ia Figura 10-4 se hade analizar como una serie de reactores de mezcla completa (vease figura adjunta). Utilizando los parametres de disefio que se dan a continuaci6n, determinar Ia concentraci6n de SSVLM de cada tanque. Oo, So I Fango de retorno V= 240m 3 sl = 4 mg/1 s2 = 6 mg/1 s3 = 8 mg/1 xla,s v .- .-. s,' v s2 . s4 = 10 mg/1 . S0 Q0 Qr = = = XlO, S xla,s xes 250 mg/1 4.000 m 3/d 800 111 3/d v :- s3 Purga v.~ xr = . s4 10.000 mg/1 Y= 0,65 ktl = 0,05 746 10.7. INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Los siguientes datos se obtuvieron en un ensayo de aireaci6n realizado con agua Iimpia a 7,5 c. Determinar el valor de KLa expresado en h- 1 utilizando las Ecuaciones 6.56 y 6.58. Tiempo, min 0 5 10 C, mg/1 0 1,8 3,2 Tiempo, min C, mg/1 Tiempo, min C, mg/1 15 20 25 4,4 5,5 6,4 30 35 40 7,2 7,9 8,4 Utilizando el valor de KLa determinado en el problema anterior, estimar Ia maxima concentraci6n del agua residual que se podrfa tratar con un proceso de fangos activados de mezcla completa si Ia producci6n observada es de 0,35 kg/kg. 10.9. Se considera el funcionamiento de un reactor de flujo discontinue secuencial que emplea 2 h para el llenado, 4 h para el periodo de reacci6n, y 1 h de decantaci6n, y las caracterfsticas de caudal que se facilitan a continuaci6n. Determinar el numero de reactores de flujo discontinue necesarias y el ciclo diario de cada unidad, incluyendo el tiempo de espera mientras el reactor esta vacfo. Suponer que el 30 por 100 del contenido del reactor queda retenido despues de Ia decantaci6n. 10.8. Hora Medianoche lAM 2 3 4 5 6 7 8 9 10 Mediodfa Caudal, m3/d 7.030 6.004 5.510 4.256 4.028 4.256 7.524 11.552 14.060 13.034 11.020 10.640 Hora lPM 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 Medianoche Caudal, m3/d 10.032 9.044 11.552 12.046 16.568 16.036 15.542 13.528 13.034 10.526 8.018 7.030 Utilizando el Ejemplo 10-3, determinar los valores medics de la relaci6n F/M para el periodo de funcionamiento de 7 dfas del reactor secuencial de flujo discontinue. 10.11. Determinar la temperatura del agua residual en una laguna aireada de 32 ha. El agua residual se vierte a Ia laguna a raz6n de 2.000 m 3 /d. Utilizar un valor de f= 6010- 6 . La temperatura del aire es de 10c y Ia temperatura del agua residual entrante es de 20 c. 10.10. PROYECTO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO BIOLOGICO 10.12. _747 Disefiar una laguna aireada para el tratamiento de 10.000 m 3 /d bajo las siguientes condiciones: a) b) c) d) e) f) g) h) i) j) k) I) DBO soluble y SS del afiuente = 150 mg/1. Constante global de eliminaci6n de DBO de primer orden = 2,0 d - l a 20C. Temperatura en verano = 27 C. Temperatura en invierno = 7 oc. Temperatura del agua residual = 15 C. Coeficiente de temperatura= 1,07. IX = 0,85, {3 = 1,0. Altura = 1.250 m. Concentraci6n de oxfgeno a mantener = 2,0 mg/1. Profundidad de Ia laguna = 2 m. Tiempo de detenci6n hidn'iulica = 10 d. Constante de proporcionalidad de Ia temperatur& .f = 0,50. Determinar el area superficial, las temperaturas de Ia laguna en verano y en invierno, asf como Ia DBO del efiuente en ambas epocas. Si el coeficiente de crecimiento es aproximadamente 0,5 (basado en Ia DBO), determinar Ia concentraci6n de s61idos biol6gicos en Ia laguna, Ia demanda de oxfgeno, y Ia potencia necesaria tanto en verano como en invierno. Utilizar aireadores superficiales de 1,5 kg 0 2 /kW h. 10.13. Preparar una grafica de Ia ventilaci6n natural disponible en un filtro percolador de torre de 6,5 m de altura, para fiujo en direcci6n ascendente y descendente, entre el aire exterior y el aire interior del filtro. Como estimaci6n de Ia temperatura del aire interior del filtro, utilizar: (1) Ia temperatura del agua residual, y (2) Ia media logarftmica de Ia temperatura. Suponer que Ia maxima diferencia de temperaturas entre el aire ambiente y el agua residual es de 15 oc y que Ia temperatura del agua residual es de 26 oc. 10.14. Un filtro percolador de torre de 6,5 m de altura va a ser utilizado para tratar una combinaci6n de aguas residuales domesticas e industriales. La temperatura del agua residual es de 26 oc. Utilizando los siguientes datos de temperaturas tomadas en el emplazamiento de Ia planta y el grafico del problema anterior, determinar Ia ventilaci6n disponible a Io largo del dfa en centfmetros de agua. Para determinar Ia temperatura del aire del interior del filtro utilizar Ia estimaci6n media logarftmica. Hora Temperatura del aire, oc Medianoche 2 4 6 8 10 Mediodfa 22 18 17 17 22 32 41 Hora 2 4 6 8 10 Medianoche Temperatura del aire, oc 42 41 38 32 26 22 748 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Si se necesita un caudal de aire a traves del filtro de 0,1 m 3 jm 2 min para conseguir el oxfgeno necesario, determinar d numero de horas diarias en que el flujo de aire sera insuficiente. Suponer que Ia superficie de las aberturas de las ranuras en el fondo del filtro percolador corresponde a! 5 por 100 de Ia superfide del filtro y que Ia perdida de carga a traves del filtro se puede aproximar mediante Ia siguiente expresi6n: donde h1 = perdida de carga a traves del filtro, cm.c.a. v;, = velocidad del aire, a traves de Ia ranura, m/min. g = aceleraci6n de Ia gravedad = 9,8 m/s 2 P11 = densidad del aire, kgjm 3 Pw = densidad del agua, kg/m 3 10.15. Se va a tratar un agua residual industrial en un filtro percolador tipo torre seguido de un proceso de fangos activados y sin decantaci6n primaria. El medio filtrante a utilizar en el filtro percolador de torre sera de plastico y el tiempo medio de retenci6n celular de funcionamiento para el proceso de fangos activados sera de 5 dfas durante el periodo crftico estival y variara entre 5 y 15 dfas durante el invierno. La temperatura invernal media sostenida mas baja (a! menos durante dos semanas), es de 5 oc, y Ia maxima temperatura estival media sostenida es de 26 oc. Las caracterfsticas del agua residual industrial, obtenidas en estudios en planta piloto, y los restantes datos relacionados con el proyecto, se facilitan a continuaci6n. Utilizando estos datos, dimensionar las unidades y determinar Ia concentraci6n de SSLM a mantener durante el funcionamiento en verano y en invierno, las relaciones de recirculaci6n para el filtro y el proceso de fangos activados, Ia cantidad de fango a purgar, y Ia cantidad de nutrientes a aiiadir. Suponer que el caudal es de 20.000 m 3 /d, y que ha sido homogeneizado. Caracterfsticas del agua residual: D BO 5 SS SSV Nitr6geno total como N F6sforo total como P Hierro total como Fe = 1.200 mg/1 = 100 mg/1 = 0 mg/1 = 10 mg/1 = 4 mg/1 = 0,15 mg/1 Datos de Ia planta piloto de filtro percolador: K Y(DB0 5) = 0,075 m/d = 0,70 mgjmg 0 = 1,06 Datos de Ia planta piloto de fangos activados: Y(DB0 5) = 0,8 mg/mg Ko i 10 15 20 15 30 Turbiedad del afluente, UTN FIGURA 11-2 Datos de rendimiento de seis filtros de medio granular diferentes utilizados con agua residual ensayados con el efluente de Ia misma planta de fangos activados (velocidad de filtraci6n: 9,78 m/h) [30]. datos indicados en la Figura 11-2, que incluye los resultados de los ensayos realizados con filtros a escala piloto con el efluente de una misma planta de tratamiento de fangos activados, permite adquirir una cierta perspectiva sobre el funcionamiento de los filtros de medio granular [30]. Las principales conclusiones a las que se puede llegar a partir del amilisis de los datos de la Figura 11-2 son las siguientes: (1) cuando el agua que se querfa filtrar era de alta calidad (turbiedad por debajo de 7 a 9 UTN), todos los filtros ensayados consegufan un efluente con una turbiedad media de 2 UTN o menos, y (2) cuando la turbiedad del agua a tratar estaba por encima de 7 a 9 UTN, todos los filtros precisaban de la adici6n de productos qufmicos para producir un efluente por debajo de 2 DTN. La utilizaci6n de la relaci6n entre turbiedad y s6lidos suspendidos de la Ecuaci6n 6-39 indica que una turbiedad de 7 a 9 UTN COlTesponde a una concentraci6n de s6lidos en suspensi6n variable entre 16 y 23 mg/1. En las plantas de tratamiento de nueva construcci6n, es preciso prestar especial atenci6n al proyecto de las instalaciones de decantaci6n secundaria. Cuando estas estan diseii.adas correctamente, la decisi6n sobre el tipo de sistema de filtraci6n a instalar se suele basar en variables relacionadas con la planta, tales como el espacio disponible, la duraci6n del periodo de filtraci6n (estacional o anual), el plazo disponible para la construcci6n, y los costes. En plantas existentes, cuyo funcionamiento no es satisfactorio y en las que tenga que proceder a la filtraci6n del efluente, puede resultar adecuado considerar un tipo de filtro que funcione adecuadamente incluso en condiciones de TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL 765 fuerte sobrecarga. En estos casos, se han utilizado filtros de lecho pulsante y filtros profundos de medio grueso de flujo tanto ascendente como descendente. lechos filtrantes En la siguiente discusion se analizan los principales tipos de lechos filtrantes y sus caracterfsticas. Lechos estratificados y no estratificados. Como se ha comentado anteriormente, los filtros se pueden clasificar atendiendo a la estratificacion o no estratificacion del medio filtrante. Los medios filtrantes se pueden estratificar en funcion del tipo de procedimiento empleado para el lavado del filtro a contracorriente. Si se emplea solamente agua pura para ellavado a contracorriente y fluidificacion de un medio filtrante unico, el filtro se estratifican'i de modo que las partfculas de menor tamafio se situanin en la superficie del mismo. Si en ellavado de un medio filtrante unico se emplea un procedimiento mixto con aire y agua simultaneamente, el mezclado de las partfculas finas y las mas gruesas resultan'i en un filtro no estratificado. El uso de un procedimiento de lavado mixto con aire y agua simultaneamente en filtros de medio doble o multiple, obliga a aplicar unicamente agua al final del ciclo de lavado para conseguir una estratificacion del medio. Lechos filtrantes poco profundos de medio unico estratificado. Los lechos filtrantes de medio unico con profundidades inferiores a 0,3 m se emplean cada vez mas en la filtracion del agua residual. Principalmente, se emplean filtros de dos tipos: el filtro de lecho pulsante, y el de puente movil. En la Tabla 11-5 se presentan datos de proyecto tfpicos de estos sistemas. El filtro de lecho pulsante, ilustrado en la Figura 11-3a, incorpora un medio de arena fina de poca profundidad del estratificado. Los solidos se mantienen en suspension en la zona superior al lecho filtrante gracias a un difusor de aire situado justo por encima de la superficie de aquel. A traves del sistema de lavado situado en la zona inferior, periodicamente se genera una pulsacion de aire que vuelve a poner en suspension los solidos retenidos en la superficie del lecho y redistribuye los solidos atrapados en los niveles superiores del lecho filtrante. Despues de un cierto numero de pulsaciones de aire, o cuando se ha alcanzado la maxima perdida de carga admisible, el filtro se lava a contracorriente a traves del sistema de drenaje inferior. Otra caracterfstica inusual del filtro de lecho pulsante es que el sistema de drenaje inferior esta en conexion libre con la atmosfera. Este tipo de filtros han producido resultados satisfactorios en la filtracion de efluentes de tratamientos primarios y secundarios. El segundo tipo de filtros de poca profundidad incorpora un medio filtrante de arena de 0,28 m constituido por una serie de pequefias celdas filtrantes (vease Fig. 11-3b). El lavado hidraulico de cada una de las celdas se realiza mediante un sistema a contracorriente montado sobre un puente movil que vi 766 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 11-4 Caracterfsticas ffsicas de los filtros de medio granular de uso comun Detalles del lecho filtrante Profundidad tipica del lecho, em Tipo de funcionamiento Tipo de filtro (nombre habitual) Tipo de lecho filtrante Medio filtrante Semicontinuo Convencional Medio unico (estratificado o no) Arena o antracita 85 Semicontinuo Convencional Medio doble (estratificado) Arena y antracita 90 Semicontinuo Convencional Medio multiple (estratificado) Arena, antracita y granate 90 Semicontinuo Lecho profundo Medio unico (estratificado o no) Arena o antracita 180 Semicontinuo Lecho profundo Medio unico (estratificado) Arena o antracita 180 Semicontinuo Lecho fluidificado Medio unico (estratificado) Arena Continuo Lecho profundo Medio unico (no estratificado) Arena Continuo Puente m6vil Medio unico (estratificado) Arena 27,5 Continuo Puente m6vil Medio doble (estratificado) Arena y antracita 40 27,5 180 recorre continuamente toda la longitud del filtro. Este metodo de lavado a contracorriente (1) no precisa la puesta fuera de servicio de la totalidad del filtro, compuesto por todas las celdas filtrantes, (2) reduce las perdidas de carga en el filtro a valores comprendidos entre 150 y 250 mm, y (3) reduce el caudal de agua de lavado, eliminando la necesidad de disponer de un sistema de recogida del agua de lavado y de un dep6sito de regulaci6n. Este tipo de filtro se usa fundamentalmente en la filtraci6n de efluentes de plantas con tratamientos secundarios o avanzados. TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL 767 TABLA 11-4 (Continuaci6n) Sentido del flujo Opera cion de lavado a contracorriente Descendente Flujo a traves del filtro AI macenamiento de s6lidos Discontinuo Constante/ variable Descendente Discontinuo Constante/ variable En superticie y en el estrato superior En el interior Descendente Discontinuo Constante/ variable En el interior Descendente Discontinuo En el interior Individual Ascendente Discontinuo Constante/ variable Constante En el interior Patentado Descendente Discontinuo Constante En superticie y en el estrato superior Ascendente Continuo Constante En el interior Descendente Semicontinuo Constante En superticie y en el estrato superior Descendente Semicontinuo Constante En superticie y en el estrato superior Comentarios Diseiio Rapido aumento en Ia perdida de carga Medio doble disei'iado para alargar Ia carrera del tiltro Medio multiple disei'iado para alargar Ia carrera del tiltro Individual Introducci6n de aire para romper Ia pelfcula superficial y alargar Ia carrera del tiltro El !echo de arena se desplaza en direcci6n contraria al flujo de agua Las celdas individuales se Iavan a contracorriente de forma secuencial Las celdas individuales se Iavan a contracorriente de forma secuencial Individual Individual Patentado Patentado Patentado Patentado lechos filtrantes de medio unico no estratificados. Actualmente se utilizan dos tipos de lechos filtrantes de media unico no estratificado. Dentro del primer tipo de filtros, se usan lechos de profundidades de basta 2 m con medias filtrantes unicos, uniformes, formados por partfculas de tamafio grande (entre 2 y 3 mm de tamafio efectivo). Estos filtros de lecho profunda, formados por materiales gruesos, permiten ciclos de filtraci6n mas prolongados. En funci6n del tipo de proceso de tratamiento, estos filtros pueden usarse para la desnitrificaci6n simultanea del agua residual, a pesar de que ello puede impli- 768 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 11-5 Datos tfpicos para el proyecto de filtros de medio unico Valor Caracteristica Lecho poco profunda (estratificado) Arena: Profundidad, em Tamaiio efectivo, mm Coeficiente de uniformidad Velocidad de filtraci6n, m/h Convencional (estratificado) Arena: Profundidad, em Tamaiio efectivo, mm Coeficiente de uniformidad Velocidad de filtraci6n, m/h Antracita: Profundidad, em Tamaiio efectivo, mm Coeficiente de uniformidad Velocidad de filtraci6n, m/h Lecho profunda (no estratificado) Arena: Profundidad, em Tamaiio efectivo, mm Coeficiente de uniformidad Velocidad de filtraci6n, m/h Antracita: Profundidad, em Tamaiio efectivo, mm Coeficiente de uniformidad Velocidad de filtraci6n, m/h Intervalo Tipico 25-30 0,35-0,6 1,2-1,6 4,88-14,66 28 0,45 1,5 7,33 30-75 0,8-1,5 1,3-1,8 4,88-14,66 40 1,3 1,6 7,33 50-75 0,4-0,8 1,2-1,6 4,88-14,66 60 0,65 1,5 7,33 60-90 0,8-2,0 1,3-1,8 4,88-19,54 75 1,3 1,6 9,77 90-180 2-3 1,2-1,6 4,88-24,43 120 2,5 1,5 12,21 90-210 2-4 1,3-1,8 4,88-24,43 150 2,75 1,6 12,21 " Adaplado parcialmcnlc de Ia bibliograffa [6, 30]. car menores velocidades de filtraci6n. Las principales desventajas de estos sistemas son: (1) la necesidad de un medio formado por partfculas de tamafio uniforme; (2) las elevadas velocidades necesarias para fluidificar ellecho filtrante durante el proceso de lavado a contracorriente para asegurar una limpieza eficaz, y (3) el sobrecoste de las instalaciones de lavado y la estructura necesaria para albergar los filtros profundos. TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL 769 Camara de entrada con vertedero de reparto Panel de control Panel de control Canal de entrada Medio de tamaiio uniforme Canal de entrada Difusor de aire tubular Pozo de almacenamiento del filtrado (a) Puente m6vil Vertedero de entrada Canaleta de recogida de agua de lavado Medio filtrante Placa porosa soporte del medio Bomba de Javado Vertedero de efluente (b) .FIGURA 113 Lechos filtrantes de poca profundidad: (a) lecho fluidificado (de Zimpro Passavant), y (b) de puente movil (de lnfilco Degremont). 770 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Aire Agua delavado Compartimento de salida -:;::~g:j=;;'f:;.d~el agua de lavado Vertedero / del efluente Agua filtrada FIGURA 11-4 Filtro de flujo ascendente de lavado a contracorriente continuo. El lecho filtrante no es estratificado como consecuencia del metoda de lavado a contracorriente empleado para lavar Ia arena (de Parkson Corporation). En el segundo tipo de filtros, se emplea un unico media filtrante formado par partfculas de tamafios diversos, y un proceso de lavado a contracorriente en el que se combina el agua con el aire. Ellavado combinado con aire y agua pennite arrastrar el material acumulado en la superficie del filtro sin necesidad de fluidificar todo el lecho. El sistema de lavado tambien elimina la habitual estratificaci6n que se produce en los lechos filtrantes, tanto de media unico como multiple, cuando la operaci6n de lavado se lleva a cabo s6lo con agua o con una secuencia aire-agua. Ella permite, par lo tanto, conseguir un lecho filtrante con una distribuci6n de tamafios de partfculas mas o menos uniforme a lo largo de la profundidad del mismo. A partir del analisis realizado en el Capftulo 6, se puede concluir que la distribuci6n de tamafios de partfculas uniformes que se consiguen en los lechos filtrantes no estratificados incrementa el potencial de eliminaci6n de partfculas suspendidas en los estratos inferiores dellecho. En cambia, en los lechos estratificados, el potencial de eliminaci6n disminuye con la profundidad debido al aumento del tamafio de los poros. , Un tercer tipo de filtro es el filtro de flujo ascendente de lavado continuo, TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL 771 ilustrado en la Figura 11-4. Como se ha descrito en el Capitulo 6, el flujo es ascendente a traves del medio filtrante (que suele ser arena), que a su vez se desplaza en el sentido a contracorriente. Para mayor~s detalles al respecto, consultar el Capitulo 6. En Ia Tabla 11-5 tambien se presentan datos tfpicos del proyecto de lechos filtrantes no estratificados de medio unico. En la bibliograffa se pueden encontrar detalles adicionales sobre el funcionamiento de filtros no estratificados. Los equipos que se emplean conjuntamente con los filtros no estratificados son, basicamente, los mismos que los que se emplean para los filtros de flujo descendente convencionales. Lechos filtrantes estratificados de medio doble o de medio multiple. Algunos lechos filtrantes de medio doble estan compuestos por: (1) arena y antracita; (2) carb6n activado y arena; (3) Iechos de resina y arena, y (4) lechos de resina y antracita. Los lechos filtrantes de medio multiple pueden estar compuestos por: (1) antracita, arena y granate o ilmenita (vease Fig. 11-5); (2) carb6n activado, antracita y arena; (3) lechos de resinas esfericas pesados (cargados o no cargados), antracita, y arena, y (4) carb6n activado, arena y granate o ilmenita. En Ia Tabla 11-6 se presentan las profundidades y caracterfsticas de los materiales filtrantes mas comunmente empleados en los filtros de medio multiple. Debido a que el funcionamiento del filtro esta fntimamente ligado a las caracterfsticas dellfquido a filtrar y al disefio del material filtrante, es conveniente llevar a cabo estudios en planta piloto para determinar Ia combinaci6n 6ptima de materiales filtrantes. Caso de que no sea posible desarrollar estudios piloto, se pueden emplear como gufa los parametros incluidos en Ia Tabla 11-6. Caracterizaci6n de los materiales filtrantes Una vez escogida una tipologfa de filtro, el siguiente paso consiste en especificar las caracterfsticas del medio filtrante o, si se adopta una soluci6n formada por mas de un medio filtrante, las caracterfsticas de los medios filtrantes. Normalmente, esto implica Ia selecci6n del tamafio de grano, especificado en base al tamafio efectivo, y del coeficiente de uniformidad, UC, el peso especffico, la solubilidad, Ia dureza, y Ia profundidad de los diferentes materiales que van a conformar el filtro. Para definir con mayor precisi6n Ia curva granulometrica de cada uno de los materiales, en ocasiones resulta mas ventajoso especificar el tamafio de paso correspondiente al 99 por 100 y el tamafio correspondiente al 1 por 100. Ademas, en la etapa de disefio conceptual del filtro, es necesario (1) determinar el tipo de drenaje inferior necesario para sostener los materiales filtrantes, y (2) determinar las necesidades de sumergencia del lecho filtrante para minimizar o evitar las presiones negativas dentro del filtro. 772 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Afluente al filtro superior Valvula de alivio ~~b:'4""-de aire (aire/vacfo) Tuberra de distribucion del afluente Efluente del filtro Agitador para el lavado superficial (4 por filtro) {Antracita Media filtrante Arena de sflice limen ita Soporte de grava Drenaje inferior Lechada resistente a los acidos Relleno de hormigon FIGURA 11-5 Filtro a presion con lecho filtrante de media multiple y sistema de lavado superficial para el tratamiento del agua residual. Sistemas de lavado a contracorriente de filtros Un lecho filtrante s6lo puede operar satisfactoriamente si el sistema de lavado a contracorriente es capaz de limpiar de manera efectiva el material eliminado dentro del filtro. Los metodos de lavado a contracorriente de filtros de medio granular comunmente empleados incluyen: (1) lavado a contracorriente con agitaci6n superficial auxiliar; (2) lavado a contracorriente con agua y arrastre par aire auxiliar, y (3) lavado mixto con aire y agua. En los dos primeros casas, para conseguir un lavado efectivo del medio filtrante al final del ciclo de lavado, es necesario fluidificar el media granular, mientras que si se emplea el tercero de los metodos citados, la fluidificaci6n no es necesaria. En la Tabla 11-7 se proporcionan los caudales de lavado a contracorriente normalmente necesarios para fluidificar los diferentes lechos filtrantes. lavado a contracorriente con limpieza superficial auxiliar. Para conseguir la fuerza de arrastre necesaria para limpiar los granos de un medio filtrante de aguas residuales, se suelen emplear dispositivos de limpieza superfi- 773 TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL TABLA 116 Datos tfpicos para el proyecto de filtros de medio doble y multiple a Valor Caracteristicas Medio doble Antraeita: Espesor, em Tamano efeetivo, mm Coefieiente de unifonnidad Arena: Espesor, em Tamano efeetivo, mm Coefieiente de uniformidad Veloeidad de filtraei6n, L/m 2 min Medio multiple Antraeita (eapa superior de un filtro medio emidruple): Espesor, em Tamano efeetivo, mm Coefieiente de uniformidad Antraeita (segunda eapa de un filtro medio euadruple): Espesor, em Tamano efeetivo, mm Coefieiente de uniformidad Antraeita (eapa superior de un filtro medio triple): Espesor, em Tamano efeetivo, mm Coefieiente de uniformidad Arena: Espesor, em Tamano efeetivo, mm Coefieiente de uniformidad Granate o ilmenita Espesor, em Tamano efeetivo, mm Coefieiente de uniformidad Veloeidad de filtraei6n Intervalo Tipico 30-75 0,8-2,0 1,2-1,8 60 1,3 1,8 15-30 0,4-0,8 1,2-1,6 80-400 30 0,65 1,5 200 20-50 1,3-2,0 1,5-1,8 40 1,6 1,6 10-40 1,0-1,6 1,5-1,8 20 1,1 1,6 20-40 1,0-2,0 1,4-1,8 50 1,4 1,6 29-50 0,4-0,8 1,3-1,8 40 0,5 1,6 5-15 0,2-0,6 1,5-1,8 80-400 10 0,3 1,6 200 " Adaptado parcialmcntc de Ia bibliograffa [6, 30]. cial (vease Fig. 11-6 y tambien Fig. 11-5). Desde un punto de vista operativo, el ciclo de lavado superficial se inicia 1 o 2 minutos antes del inicio del ciclo de lavado a contracorriente. Ambos ciclos se superponen por espacio de unos 2 minutos, instante en el que se da por finalizado el ciclo de lavado superficial. El consumo de agua es el siguiente: para un sistema de limpieza superficial de barrido unico, entre 1,2 y 2,4 m 3 /m 2 h; para un sistema de Iavado superficial de doble banido, entre 3,6 y 4,8 m 3/m 2 h [6]. 774 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 11-7 Caudales tfpicos de lavado a contracorriente para fluidificar diversos tipos de lechos filtrantesa Caudal minimo de lavado para fluidificar el !echo b Tamaiio del medio granular critico Tipo de filtro Medio unico (arena) Medio doble (antracita y arena) Medio triple (antracita, arena e ilmenita o granate) rnlh 2mm Vease Tabla 11-6 1,8-1,95 0,8-1,22 110-120 45-75 Vease Tabla 11-6 0,8-1,22 45-75 " Adaptado parcialmente de Ia bibliograffa [10, 32, 35]. b Varfa en funci6n del tamafio, forma, peso cspccffico y temperatura del agua de lavado. Lavado a contracorriente con arrastre por aire auxiliar. El arrastre con aire proporciona un efecto de lavado del filtro mas energico que si s6lo se emplea agua. Desde el punta de vista operative, el aire se suele aplicar durante 3 o 4 minutos antes del inicio del ciclo de lavado con agua a contracorriente. En algunos sistemas, el aire tambien se inyecta durante la primera fase del ciclo de lavado con agua. Los caudales de aire tfpicos varfan entre 600 y 960 m 3 /m 2 h [6]. ~~~ ~ ' i- ...,1(3:?il;!3E(E::-:::33--;~~ Superficie del medio ' Brazo situado por encima de Ia superficie del medio Alzado (a) \superficie del medio Brazo ~e=~~~sa~~~-~su$;rg\d& lnterfase arena-antracita _ _ ..L, ______ Alzado (b) FIGURA 116 Agitadores de lavado superficial: (a) agitador de brazo unico, y (b) agitadores de brazo doble (de F. B. Leopold Co.). TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL 775 lavado a contracorriente mixto con aire y agua. Ellavado a contracorriente mixto con aire y agua se emplea en combinaci6n con los lechos filtrantes de medio unico no estratificados. Desde el punto de vista operativo, el aire y e1 agua se aplican de forma simultanea durante varios minutos. La duraci6n especffica del lavado mixto varfa en funci6n del diseiio del lecho filtrante. Idealmente, durante la operaci6n de lavado a contracorriente, ellecho filtrante deberfa estar suficientemente agitado como para que los granos del medio filtrante se movieran trazando trayectorias circulares desde la parte superior del filtro a la parte inferior conforme el aire y el agua circulan a traves del filtro en sentido ascendente. En la Tabla 11-8 se proporcionan algunos datos tfpicos sobre los caudales de aire y agua necesarios. Comparando los valores de la Tabla 11-8 con los de la Tabla 11-7, se puede observar la reducci6n de las necesidades de agua y aire que supone la adopci6n de un sistema de lavado mixto. AI final del ciclo de lavado a contracorriente, se realiza un lavado con agua a velocidades inferiores a las de fluidificaci6n por espacio de 2 a 3 minutos para eliminar las burbujas de aire que puedan haber quedado en el interior del filtro. Esta ultima operaci6n se lleva a cabo para eliminar la posibilidad de obturaci6n por las burbujas de aire que permanecen dentro del filtro. Equipos y sistemas auxiliares Los principales equipos y sistemas auxiliares que hay que instalar en los filtros son los siguientes: (1) el sistema de drenaje inferior para el soporte del medio filtrante, recogida del agua filtrada, y distribuci6n de los caudales de agua y aire de lavado (si procede); (2) las canaletas de evacuaci6n del agua de lavado usada en el filtro, y (3) los sistemas de lavado superficial empleados para eliminar el material adherido al medio filtrante. TABLA 11-8 Caudales de agua y de aire de lavado a contracorriente utilizadas con filtros de medio unico de arena y antracita a Caracteristicas del medio Caudal de lavado Tamaiio efectivo Coeficiente de uniformidad Agua m3/m 2 h Aire m3/m2hb Arena 1,00 1,49 2,19 1,40 1,40 1,30 24,43 36,65 48,86 785 1.190 1.570 Antracita 1,10 1,34 2,00 1,73 1,49 1,53 17,10 24,43 36,64 400 785 1.190 Medio Adaptado parcialmente de Ia bibliograffa [10]. " Aire a 21 C y 1 atm. r; ~ ffi """"en Orificios de dJ's pers16n . rificios de control /. ~ . z Ci) m Conductos de compensacion z iii :0 5> 0 m Alimentadores laterales ~)> Ci) Elemento de drenaje del fondo del filtro Canaleta para el agua dellavado Seccion transversal del filtro Li ~ ---4&A ~ Medio filtrante -- ~~~ro ,75 mm > in~~ sin~ _,_ ' (con - . - ;[.. . ::,--~- . T (.~.)' I"'" I - t?+i.c .~. -~ ~;, m :: __ .... _ I l7.A t~ I ~ !'m'n. .ti .... I Entrada y salida del sistema del drenaje del fondo del filtro inferior (5) Esferas de 35 mm { (8) Esferas de 30 mm (1) Esferas de 75 mm m fif#----r.dt---J;,; .. .~.-, :0 en ac)> .~:v: Enrasado grava c)> en Fondo del filtro Seccion transversal del filtro (a) (b) FIGURA 11-7 Sistemas de drenaje inferior con estrato de soporte de grava, (a) y (b), y sin soporte de grava, (c): (a) Drenaje Wheeler (de BIF), y (b) Drenaje Leopold (de F. B. Leopold Co.). r en TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL , 777 Colch6n de aire FIGURA 11-7 (Cont.) (c) Sistema de boquillas aire-agua (de lnfilco Degremont). Sistemas de drenaje inferior. La elecci6n de un sistema de drenaje depende del tipo de sistema de lavado a contracorriente. En los filtros de lavado a contracorriente convencional sin aire, Ia pnictica comun es colocar el filtro sobre un soporte fonnado por varios niveles de grava graduada. El disefio de soportes de grava para medios granulares esta indicado en el texto AWWA Standard for Filtering Mat erial Bl 00-89. En Ia Figura 11-7 se ilustran algunos sistemas de drenaje inferior tfpicos. Canaletas de evacuaci6n de agua de lavado. Las canaletas de evacuaci6n del agua de lavado se suelen construir de fibra de vidrio, plastico, chapa metalica u hormig6n, con placas vertedero ajustables. El disefio particular de una canaleta de evacuaci6n depende, en cierta medida, de los equipos instalados y de Ia propia construcci6n del filtro. La perdida de material filtrante durante el proceso de lavado a contracorriente es un problema operativo que se suele presentar. Para reducir Ia influencia de este hecho, se pueden colocar deflectores en Ia parte inferior de las canaletas [23]. Sistemas de lavado superficial. Los sistemas de lavado superficial, como se muestra en Ia Figura 11-6, pueden ser fijos o estar montados sobre dispositivos rotatorios. Los sistemas de lavado rotatorios, de acuerdo con Ia informaci6n obtenida sobre diferentes sistemas, han resultado ser mas efectivos. Problemas asociados a los filtros En Ia Tabla 11-9 se indican los principales problemas que se producen en Ia filtraci6n de las aguas residuales y las medidas de control efectivas para minimizarlos. Debido a que estos problemas pueden afectar tanto al funciona- 778 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 11-9 Resumen de problemas comunmente encontrados en Ia filtraci6n del agua residual y medidas para su control a Problema Descripci6n/control Aumento de Ia turbiedad b Se registran niveles inaceptables de turbiedad en el efluente del filtro, aunque no se haya alcanzado Ia perdida de carga final. Para controlar el aumento de los niveles de turbiedad del efluente, se suelen afiadir productos qufmicos y polfmeros antes de Ia entrada al filtro. El punto de adici6n del producto qufmico o polfmero debe determinarse mediante ensayos. Formaci6n de bolas de fango Las bolas de fango estan constituidas por aglomeraciones de 116culos biol6gicos, suciedad, y el propio medio o medios filtrantes. Si no se eliminan iran aumentando de tamafio hasta formar grandes masas que a menudo se sumergen en el !echo filtrante reduciendo Ia efectividad de las operaciones de filtrado y de lavado. La formaci6n de bolas de fango puede controlarse por procesos auxiliares de lavado, tales como el uso de aire o ellavado superficial en direcci6n de Ia corriente, confo seguidos por, lavado solamente con agua. Acumulaci6n de grasas emulsionadas La acumulaci6n de grasa emulsionada en el interior dellecho filtrante aumenta Ia perdida de carga y reduce, por tanto, Ia duraci6n del ciclo. Tanto el empleo de aire como los sistemas de lavado superficial con agua ayudan a controlar el problema. En casos extremos puede ser necesario instalar un sistema especffico de lavado o lavar el filtro con vapor. Desarrollo de grietas y contracci6n del !echo filtrante Si el !echo filtrante no se lava correctamente los granos del medio llegan a cubrirse de una pelfcula. AI comprimirse el filtro se desarrollan grietas especialmente en las zonas laterales. Finalmente, incluso pueden formarse bolas de fango. Este problema puede controlarse mediante un adecuado lavado a contracorriente y arrastre con aire. Perdida del medio o medios filtrantes (mecanica) Con el tiempo, parte del medio o medios filtrantes puede perderse durante el lavado a contracorriente y a traves del sistema del fondo del filtro (cuando se haya deteriorado el soporte de grava o el fondo del filtro este incorrectamente instalado). La perdida mecanica del medio filtrante puede minimizarse por medio del emplazamienro adecuado de las canaletas para el agua de lavado y de los sistemas del fondo del filtro. La utilizaci6n de deflectores especiales ha dado resultados satisfactorios. Perdida del medio o medios filtrantes (funcionamiento) Dependiendo de las caracterfsticas de los l16culos biol6gicos, es posible que se peguen a ellos granos del medio filtrante formando agregados lo suficientemente ligeros para poder ser arrastrados durante el lavado. Este problema puede minimizarse mediante Ia adici6n de aire auxiliar yfo un sistema de agitaci6n con agua. Amontonamiento de grava Pueden producirse amontonamientos de Ia grava cuando las diversas capas del soporte de Ia grava se vean alteradas por Ia aplicaci6n de caudales excesivos durante Ia operaci6n del lavado a contracorriente. Para superar este problema puede utilizarse un soporte de grava con una capa adicional de 50-70 mm de material de alta densidad tal como ilmenita o granate. " Adaptado parcialmente de Ia bibliograffa [6]. b El aumento de Ia turbiedad no ocurrc en filtros que funcionan en continuo. TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL 779 miento como al rendimiento del sistema de filtraci6n, en Ia fase de proyecto es preciso tomar las precauciones necesarias y proveer los equipos de las instalaciones necesarias para minimizar las posibles afecciones. En Ia filtraci6n de efluentes secundarios que contienen fl6culos biol6gicos residuales, los filtros semicontinuos se deberfan someter como mfnimo a un ciclo de lavado cada 24 horas con el fin de evitar Ia formaci6n de aglomeraciones de fango y acumulaciones de grasas. En Ia mayorfa de los casos Ia fre~uencia de filtraci6n sera aun mayor. lnstrumentaci6n y sistemas de control asociados a los filtros Las instalaciones de supervisi6n y control de las operaciones de filtraci6n del agua residual incluyen sistemas de intrumentaci6n para el control y seguimiento de los filtros. Los sistemas de control son similares a los empleados para el tratamiento del agua; no obstante, la automatizaci6n total de los filtros de agua residual que funcionan por gravedad no suele ser necesaria. A pesar de ello, se puede disponer de sistemas de control de los procesos de filtraci6n de aguas residuales totalmente automaticos. El flujo a traves de los filtros se puede controlar en funci6n del nivel de agua aguas arriba del filtro o del nivel del agua en el interior de cada filtro. Para limitar o regular el caudal que circula por el filtro, estos niveles de agua se emplean junto con sistemas de control de la velocidad de flujo o con valvulas de control. Los parametres hidraulicos de funcionamiento del filtro que se de ben controlar incluyen el caudal de agua filtrada, Ia perdida de carga total en la circulaci6n por cada uno de los filtros, los caudales de agua de lavado superficial y de lavado a contracorriente, y el caudal de aire en los casos en los que se emplee un metodo de lavado a contracorriente mixto de agua y aire. Los parametres de calidad del agua filtrada que se suelen controlar son la DBO, los s6lidos en suspensi6n, y las concentraciones de nitr6geno y f6sforo. En sistemas en los que se aiiaden productos qufmicos, tambien se suele controlar Ia turbiedad. A menudo, se usan las lecturas de los indicadores de Ia turbiedad y del caudal del efluente para regular Ia dosificaci6n de los productos qufmicos. Para elaborar registros sobre el comportamiento y rendimiento del filtro, es conveniente guardar toda la informaci6n sobre el funcionamiento del mismo. En filtros de gravedad convencionales, la secuencia de los ciclos de lavado a contracorriente debera ser, preferentemente, semiautomatica, incorporando un sistema de arranque manual para continuar con un sistema automatico para las diferentes etapas del ciclo de lavado. El disefio de los sistemas de lavado a contracorriente debe tener en cuenta el impacto, observado en diferentes plantas de tratamiento de las temperaturas maximas alcanzadas por el agua residual. Los filtros deberan contar con unidades de control individuates que permitan a los operarios de la planta realizar las operaciones de control y de lavado a contracorriente. En la bibliograffa se pueden hallar mas detalles sobre la instrumentaci6n y los sistemas de control asociadas a los filtros [32, 35]. 780 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Filtraci6n de efluentes con adici6n de productos qulmicos Dependiendo de la calidad del efluente de la decantaci6n secundaria, se ha empleado la adici6n de productos qufmicos para la mejora del rendimiento de los sistemas de filtraci6n de efluentes. La adici6n de productos qufmicos, tambien, se ha empleado para conseguir objetivos especfficos de tratamiento que incluyen la eliminaci6n de contaminantes especfficos tales como el f6sforo, iones metalicos, y sustancias humicas. La eliminaci6n del f6sforo par vfa qufmica se analiza en la Secci6n 11.11. En Suiza, para el control de la eutrofizaci6n, se emplea el proceso de filtraci6n de contacto para la eliminaci6n del f6sforo de los efluentes de plantas de tratamiento que vierten a lagos. Los productos qufmicos que se suelen utilizar en la filtraci6n de efluentes incluyen diversos polfmeros organicos, alumina, y cloruro ferrico. El usa de polfmeros organicos y los efectos de las caracterfsticas qufmicas del agua residual sabre la adici6n de alumina se analizan en lo que sigue. Uso de polfmeros organicos. Los polfmeros organicos estan clasificados, tfpicamente, como moleculas organicas de cadena larga con pesos moleculares variables entre 104 y 106 . En cuanto a su carga, los polfmeros organicos pueden ser cati6nicos (cargados positivamente), ani6nicos (cargados negativamente), o no i6nicos (sin carga). Como se describe en el Capitulo 7, los polfmeros se afiaden al efluente sedimentado para conseguir la formaci6n de partfculas de mayor tamafio mediante la formaci6n de puentes. Debido a que la qufmica del agua tiene un efecto importante sabre el rendimiento de los polfmeros, la elecci6n de un determinado polfmero para su usa como adyuvante de la filtraci6n requiere la realizaci6n de ensayos experimentales. Los procedimientos de ensayo tfpicos con polfmeros contemplan la adici6n de una dosis inicial de un determinado polfmero (normalmente de 1,0 mg/1) y la observaci6n de los efectos que produce. En funci6n de los efectos observados, la dosificaci6n se aumenta en incrementos de 0,5 mg/1 o se reduce en incrementos de 0,25 mg/1 (y posterior observaci6n de los efectos producidos) hasta obtener un intervalo de funcionamiento adecuado. Una vez establecido este, se pueden ampliar los ensayos con objeto de obtener el valor de la dosificaci6n 6ptima para el funcionamiento de los sistemas de filtraci6n. El usa de polfmeros de menor peso molecular que pretenden servir como sustitutos de Ia alUmina constituye un avance reciente en este campo. Cuando se emplea esta clase de polfmeros, la dosis es considerablemente mayor (;:dO mg/1) que con polfmeros de alto peso molecular (0,25 a 1,25 mg/1). AI igual que con la alumina, la etapa de mezclado inicial es de crftica importancia para la consecuci6n del rendimiento 6ptimo de un determinado polfmero. En general, se recomiendan tiempos de mezcla inferiores a 1 segundo con valores de G superiores a 1.500 s - l (vease Tabla 6-6). Efecto de las caracteristicas quimicas del agua residual sobre Ia adici6n de alumina. AI igual que en el caso de los polfmeros, las caracterfsticas qufmicas del efluente tratado pueden tener un importante impacto sabre la 781 TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL 2 ~ \\ I I ..-1 \ 3 AI 8 0H;~,- ------- \ \ \ ~ Zona de reestabilizacion' (las fronteras varian . _ en funci6n del coloide) 0 E "' + ~ 5 \ ~::- ... - .. .., .. ~ } (f.' .. k:: VI \\ 1\ 7 AI(OH):- ~ \ r---A\._ I 4 I \ \ ~ 300 :/ 100 50 30 '; E o' "' .; ~ 10 5 3 ...::: 0 ~ m 0)> (j) c)> en JJ m 10-20% eliminada 15-50% eliminada c urea-+NH 3 - NHt d Ningun efecta < 10 % eliminada Ningun efecta Ligera 5-10 10-30 Ningun efecta Ningun efecta Transfarmaci6n parcial a NH 3 -NHt Limitada Transfarmaci6n parcial a NH 3 -NHt 40- 70 % eliminada Ningun efecta -+ Celulas Ligera 80-90 % eliminada -+ Celulas 30-70 70-95 50-80 -+N0 3 Eliminaci6n parcial par arrastre Ningun efecta Eliminaci6n parcial par nitrificacian/ desnitrificaci6n 5-20 20-90 en 5 c)> r m en Procesos qufmicos Cloraci6n de breakpoint Coagulaci6n qufmica Adsorci6n sobre carbona Intercambio i6nico selective para el amonfaco Intercambio i6nico selective para el nitrate Operaciones ffsicas Filtraci6n Arrastre con aire (Striping) Electrodialisis Osmosis inversa Incierto 50-70 % eliminado 30-50% elirninado Ligero, incierto 90-100 % elirninado Ligero Ligero 80-97 % elirninado Ningun efecto Ligero Ligero Ningun efecto 80-95 20-30 10-20 70-95 -1 JJ Ningun efecto Ningun efecto 75-90% eliminado 70-90 ~:5:: m z 30-95% de nitr6geno organico suspendido elirninado Ningun efecto 100% de nitr6geno organico suspendido elirninado 60-90 % elirninado Ningun efecto Ninglin efecto 20-40 d ~ z 60-95 % elirninado 30-50% elirninado Ningun efecto 30-50% elirninado 50-90 40-50 ~ 0 0 0 r m 60-90 % elirninado 80~90)> {j) c)> Adaptado de Ia bibliograffa [33]. b Depende de Ia fracci6n del nitr6geno afluente para Ia cual el proceso es eficaz y de los restantes procesos de tratamiento de Ia planta. ' El tratamiento secundario reduce considerablemente el nitr6geno organico soluble presente en Ia forma de urea y de aminoacidos. d Las flechas indican conversi6n a>>. JJ m (/) 0 c)> r ""' ~ 788 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES adicional de f6sforo que se consigue con tratamientos biol6gicos convencionales es mfnima, ya que casi todo el f6sforo presente despues de la decantaci6n primaria es soluble. En la Tabla 11-12 se comentan los efectos de los procesos convencionales, y otros procesos de tratamiento, sobre la eliminaci6n del f6sforo. La eliminaci6n del f6sforo se puede llevar a cabo mediante metodos qufmicos, biol6gicos y ffsicos. La precipitaci6n qufmica con sales de hierro y de aluminio o cal se ha empleado frecuentemente para la eliminaci6n del f6sforo. Los metodos biol6gicos de tratamiento se basan en forzar a los microorganismos para que consuman mas f6sforo del necesario para el crecimiento celular normal. En los ultimos afios se han desarrollado numerosos procesos biol6gicos como alternativa a la precipitaci6n qufmica. En los casos en los que se requieren bajos niveles de f6sforo (normalmente inferiores a 1 mg/1 como P), se emplea la filtraci6n en combinaci6n con procesos qufmicos o biol6gicos. Otros procesos ffsicos, como la ultrafiltraci6n o la 6smosis inversa, son efectivos en la eliminaci6n del f6sforo, pero se emplean mas comunmente para la reducci6n del contenido total de s61idos inorganicos disueltos. En la Secci6n 11.8 se analizan los metodos biol6gicos de eliminaci6n del f6sforo, en la Secci6n 11.9 la eliminaci6n conjunta del nitr6geno y del f6sforo, y en la Secci6n 11.11 se estudia la eliminaci6n del f6sforo por adici6n de productos qufmicos. La ultrafiltraci6n y la 6smosis inversa se estudian en la Secci6n 11.13. 11.6 CONVERSION DEL AMONIACO POR NITRIFICACION BIOLOGICA El proceso mediante el cual se convierte a nitrato el nitr6geno presente en el agua residual bruta o decantada se conoce como nitrificaci6n biol6gica. El vertido de agua residualnitrificada satisfara, normalmente, los lfmites de vertido a aguas receptoras en las que se solicite la reducci6n de la demanda nitrogenada de oxfgeno o en las que sea necesario reducir la toxicidad del amonfaco. En esta secci6n se describe el proceso de nitrificaci6n biol6gica, se clasifican y describen los tipos de procesos empleados, se analizan los problemas de explotaci6n, y se comparan las diferentes alternativas de nitrificaci6n. Descripci6n del proceso La nitrificaci6n es un proceso autotr6fico (esto es, la energfa necesaria para el crecimiento bacteriano se obtiene de la oxidaci6n de compuestos de nitr6geno, principalmente del amonfaco). AI contrario que los organismos heter6trofos, para la sfntesis de celulas nuevas, los organismos nitrificadores emplean di6xido de carbona (carbona inorganico), en Iugar de carbona organico. La producci6n de masa celular de los organismos nitrificadores por unidad de sustrato metabolizada es menor que la producci6n de los organismos heter6trofos. Como se describe en la Secci6n 11.8, la nitrificaci6n del nitr6genoamoniacal es un proceso que se realiza en dos etapas, en el que toman parte dos famil~as de microorganismos, los Nitrosomas y los Nitrobacter. En la primera TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL 789 TABLA 11-12 Efecto de los diferentes procesos y operaciones de tratamiento sobre Ia eliminaci6n de f6sforo a Eliminaci6n del f6sforo que entra. en el sistema, % Operaci6n o proceso de tratamiento Tratamiento convencional Primario Fangos activados Filtros percoladores RBCs Eliminaci6n biol6gica de f6sforo (proceso independiente) Tratamiento en Ia lfnea principal Tratamiento en lfnea auxiliar Eliminaci6n biol6gica conjunta de nitr6geno y f6sforo Eliminaci6n qufmica Precipitaci6n con sal metcllica Precipitaci6n con cal Eliminaci6n ffsica Filtraci6n Osmosis inversa Adsorci6n sobre carbone 10-20 10-25 8-12 8-12 70-90 70-90 70-90 70-90 70-90 20-50 90-100 10-30 " Adaptado parcialmcntc de Ia bibliograffa [24]. etapa, el amonio se convierte a nitrito; en la segunda, el nitrito se convierte a nitrato. El proceso de conversi6n se describe del siguiente modo: Primer paso, Nitrosomns (11.1) Segundo paso, N02 1 + 20 2 Nir,.olmcre,. N0 _ 3 (11.2) Las Ecuaciones 11.1 y 11.2 son reacciones en las que se produce energfa. Los Nitrosomas y los Nitrobacter utilizan la energfa desprendida en estas reacciones para el crecimiento y mantenimiento celular. La reacci6n energetica global se representa en la Ecuaci6n 11.3: (11.3) 790 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Junto con la producci6n de energfa, una fracci6n del i6n amonio se asimila como parte del tejido celular. La reacci6n de sfntesis de biomasa se puede representar del siguiente modo: Como se ha comentado en el Capftulo 8, la f6rmula qufmica C 5 H 7 0 2 N se emplea para representar las celulas bacterianas sintetizadas. La reacci6n global de oxidaci6n y sfntesis se puede representar como sigtie [33]: NHt + 1,830 2 + 1,98HC03 -+ 0,021C 5 H 7 0 2 N + 0,98N03 + 1,041H 2 0 + 1,88H 2 C0 3 (11.5) El oxfgeno necesario para oxidar el amonfaco a nitrato en la Ecuaci6n 11.5 (4,3 mg/1 0 2 /mg nitr6geno amoniacal) es bastante pr6ximo al valor 4,57, valor que se suele recomendar para los calculos de proyecto. El valor 4,57 se obtiene a partir de la Ecuaci6n 11.3, en la que no se considera la sfntesis celular [33]. Clasificaci6n de los procesos de nitrificaci6n Los procesos de nitrificaci6n se pueden clasificar atendiendo al grado de separaci6n de las funciones de oxidaci6n del carbono y de nitrificaci6n. La oxidaci6n del carbono y la nitrificaci6n pueden tener Iugar en un unico reactor, llamado de etapa unica. En la nitrificaci6n en etapas separadas, la oxidaci6n del carbono y la nitrificaci6n tienen Iugar en diferentes reactores. Tanto para los sistemas de etapas separadas como para los de etapa unica se pueden emplear reactores de pelfcula fija o en suspensi6n. En la Figura 11-10 se ilustran ejemplos de nitrificaci6n de etapa unica y de etapas separadas. Los organismos nitrificantes estan presentes en casi todos los procesos aerobios de tratamiento biol6gico, pero su numero suele ser limitado. Se ha observado una correlaci6n entre la capacidad nitrificadora de varios procesos de fangos activados con el valor del cociente DB0 5 /NKT (nitr6geno Kjeldahl total) [33]. Para valores de DB0 5 /NKT entre 1 y 3, que se corresponden, a grandes trazos, con los valores asociadas a sistemas de nitrificaci6n de etapas separadas, la fracci6n de organismos nitrificantes se estima que varfa entre 0,21 para un valor de DB0 5 /NKT de 1, y 0,083 para DB0 5 /NKT = 3 (vease Tabla 11-13) [33]. Por lo tanto, en la mayorfa de los procesos de fangos activados convencionales, la fracci6n de organismos nitrificantes serfa considerablemente inferior a 0,083. Se ha observado que cuando el valor del cociente DB0 5 /NKT es mayor que 5, el proceso se puede clasificar como un proceso combinado de oxidaci6n de carbono y nitrificaci6n, y que cuando el valor es inferior a 3, el proceso se puede clasificar como un proceso de nitrificaci6n de etapas separadas [33]. 791 TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL Clarificador de Ia nitrificaci6n Afluente rbecantador'. t primario Tanque de

nitrificaci6n . l \ Efluente :----~ ,----. \ l Fango de retorno Fango primario Fango purgado (a) Clarificador de Ia nitrificaci6n Afluente /Decantador' ' .' . \ pnmano ,.. (' ~ Tanque , , , de. nitrificaci6n ;...__,.: . Tanque ,' t d , ' de aireaci6n : - ' 0 ecan a ?r' (DBO), \secundano 1 ! (NH4) L, Fango de retorno Fango primario Fango de retorno ! - Efluente Fango purgado Fango purgado (b) FIGURA 11-10 Tfpicos procesos de cultivo en suspension de oxidaci6n del carbone y de nitrificaci6n: (a) etapa (mica, y (b) etapas separadas. TABLA 11-13 Relaci6n entre Ia fracci6n de organismos nitrificantes y Ia relaci6n DB0 5 NKP n Relaci6n DB05NKT Fracci6n de nitrificantes Relaci6n DB05NKT Fracci6n de nitrificantes 0,5 1 2 3 4 0,35 0,21 0,12 0,083 0,064 5 6 7 8 0,054 0,043 0,037 0,033 0,029 9 ~-- rc-!5 /// ?62-b [33]. / Oxidaci6n de carbono y nitrificaci6n en una~iola etapa La nitrificaci6n se puede conseguir en cualquiera de lo ~ rocesos de fangos activados de cultivo en suspensi6n indicados en la Tab~. Los procesos mas comunmente empleados son el de flujo en pist6n convencwnal, mezcla completa, aireaci6n prolongada, y numerosos variantes de canales de oxidaci6n. 792 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Como se ha comentado en la Secci6n 8.11, para conseguir la nitrificaci6n, los unico que se precisa es mantener condiciones adecuadas para el crecimiento de los organismos nitrificantes. Por ejemplo, en la mayorfa de los dimas calidos, ~ se puede conseguir una mayor nitrificaci6n incrementando el tiempo medio de retenci6n celular y e1 aporte de aire. Esta tecnica se suele emplear para conseguir la nitrificaci6n estacional. Los dos procesos de pelfcula fija que se pueden emplear para los procesos combinadas de oxidaci6n de carbono y nitrificaci6n son los filtros percoladores y los biodiscos (vease Tabla 8-6). AI igual que en e1 caso de los procesos de cultivo en suspensi6n, la nitrificaci6n se puede conseguir o mejorar en los procesos de cultivo fijo ajustando los parametros de funcionamiento. Normal'"' I) (\,' ~ ,\ mente, la nitrificaci6n se puede conseguir reduciendo la carga aplicada. ' ~ \) Proceso de cultivo en suspension. La cinetica del proceso de nitrificaci6n esta razonablemente bien definida en el caso de sistemas de cultivo en suspensi6n..En-general, se ha observado que las expresiones cineticas desarrolladas en el Capftuldj>para procesos aerobios de cultivo en suspensi6n, sujetas a ciettas limitaciones ambientales, se pueden aplicar al proceso de nitrificaci6n. Para evitar tener que hacer referenda al Capitulo 8, las expresiones cineticas empleadas en el siguiente analisis se resumen en la Tabla 11-14. Los detalles del desarrollo de estas ecuaciones se pueden encontrar en el Capitulo 8 (Secciones 8.5 y 8.7). A partir de la experiencia y de ensayos de laboratorio [33,39], se ha podido constatar el importante efecto de los siguientes factores sobre el proceso de nitrificaci6n: concentraci6n de amonfaco y de nitrito, cociente DB0 5/NKT, concentraci6n de oxfgeno disuelto, temperatura, y pH. En la Tabla 11-15 se indica el impacto de cada una de estas variables sobre el proceso de nitrificaci6n, asf como las expresiones propuestas para tenerlos en cuenta. En la Tabla 11-16 se proporcionan valores representativos de los coeficientes cineticos para el proceso de nitrificaci6n en cultivos en suspensi6n. La aplicaci6n del estudio cinetico al analisis del proceso de nitrificaci6n en cultivos en suspensi6n en un reactor de mezcla completa comporta las siguientes etapas: Elecci6n de un factor de seguridad adecuado para tener en cuenta las cargas punta, diurnas e instantaneas. (Se recomienda adoptar un factor de seguridad minimo de 2,0 parae para asegurar que no se produce un arrastre de amonfaco durante las cmgas punta diurnas.) 2. Elecci6n de la concentraci6n minima de oxigeno disuelto en lfquido mezcla, OD. Se recomienda un valor mfnimo de OD de 2,0 mg/1 para evitar los efectos retardadores de las bajas concentraciones de OD sobre la velocidad de nitrificaci6n. 3. Determinar el pH de funcionamiento del proceso. Se recomienda un intervalo de pH entre 7,2 y 9,0. Cada mg/1 deN- NHt oxidado provoca Ia destrucci6n de 7.14 mg/1 de alcalinidad expresada como CaC0 3 . 4. Estimar la maxima velocidad de crecimiento de los organismos nitrifican tes en las condiciones de temperatura, oxfgeno disuelto y pH mas adversas. 1. 793 TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL TABLA 11-14 Resumen de las expresiones cineticas utilizadas para el anc'llisis de los procesos de nitrificaci6n con cultivos suspendidos y desnitrificaci6n Ecuaci6n Numero 8-3 Definicion de terminos fl = Tasa ~'su = ft 111 XS r su = - --"'--Y(Ks + S) 8-6 de crecimiento especffico, tiempo - 1 Tasa de utilizaci6n del sustrato, masajunidad de volumen/tiempo. f 111 = Tasa maxima de crecimiento especffico, tiempo- 1 . S = Concentraci6n limitante de sustrato en soluci6n para el crecimiento, masajunidad de volumen. k = flm y 8-7 kSX Ks+S r =--- 8-56 U = _ ~'su 8-45 su X s __ -s U=-o ex kS U=-- K8 1 +S O = YU- k- Gas meta no. A antorcha o instalaci6n de aprovechamiento Regulador de presion Con duecion de recirculaci6n Efluente del reactor Flujo de agua residual bruta Bomba de fluidificaci6n Sistema de distribuci6n del flujo formado por conducciones y boquilla FIGURA 11-18 Reactor de lecho fluidificado empleado para Ia desnitrificaci6n del agua residual (de Envirex). 38,4 "'? 32,0 "' ~ Cl -"' 25,6 c:: O '13 "'u E c: 19,2 U) Q) '0 12,8 Q) '0 "' U) ~ FIGURA 11-19 6,4 00 10 15 20 Temperatura, "C 25 30 Curva de carga de diseno para Ia desnitrificaci6n de aguas residuales municipales en un reactor de lecho fluidificado [19]. 822 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 11-23 Descripci6n de los sistemas de desnitrificaci6n independiente con cultivo fijo Clasificacion Reactor de !echo compacta Relleno de gas Relleno de lfquido Reactor de lecho fluidizado Medio de alta porosidad, arena fina Medio de alta porosidad, carb6n activado RBCs Descripcion El reactor esta cubierto y relleno con gas nitr6geno, que elimina Ia necesidad de tener que sumergir el medio para mantener las condiciones an6xicas. En los reactores de lecho compacta con relleno de lfquido, tanto de alta como de baja porosidad, se precisa, generalmente, el Iavado a contracorriente del medio compacta para controlar Ia biomasa. La porosidad se modifica ajustando Ia densidad del medio y el caudal. Tasas tipicas de eliminacion a 20oC, kg deN eliminado/m3 d 1,6-1,8 0,096-0,128 12-16 4,8-6 Los RBCs son similares a procesos aerobios con Ia diferencia de que el medio es sumergido. (vease Fig. 11-20) El metoda mas comunmente empleado para determinar el rendimiento de los procesos de desnitrificaci6n de pelfcula fija implica el usa de parametros de tasa de eliminaci6n. A pesar de que en la Tabla 11-23 se incluyen datos al respecto, en los casas en los que se pretenda emplear alguno de estos procesos, se recomienda realizar estudios en planta piloto para definir las caracterfsticas cineticas. Comparaci6n de los diferentes procesos de desnitrificaci6n En la Tabla 11-24 se presenta una comparaci6n general de los diferentes procesos de desnitrificaci6n. Debido a que la mayorfa de los procesos han tenido una aplicaci6n limitada, es necesario tener precauci6n a la hora de hacer recomendaciones. En casi todos los casas se recomienda llevar a cabo estudios en planta piloto. En los casas en los que esto no sea posible, se ac01:seja adoptar criterios de disefio conservadores. TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL , 823 2,00 .-------------------, 14r--------------------------~ 12 ""-Cl NO;-N del efluente, mg/L . 1,50 '5 E 10 40 35 30 20 25 Q) (.) 8 Q) "0 :l 't Qi I~ 1,00 0 t5 0,75 6 "' "0 t ~ 1,25 0 al c 1,75 u.. 4 0,50 0 z 2 0,25 Temperatura del .agua residual= 13C 0~~-L-~~~---L--~~~~-L--~ o 2,93 3,91 4,90 5,86 6,84 7,82 8,06 9,77 3 Carga hidniulica, m /m' d (a) 0L--L--~~-~--~--L-~ 4 7 10 13 Temperatura, 16 19 ac (b) FIGURA 11-20 Curvas de diseiio para Ia desnitrificaci6n con RBCs: (a) curva de carga, y (b) curva de correcci6n par temperatura [3]. 11.8 ELIMINACION BIOLOGICA DEL FOSFORO En los ultimos afios, se han desarrollado diversos procesos de eliminaci6n biol6gica del f6sforo como alternativa a los tratamientos qufmicos. Como se ha descrito en el Capitulo 8, el f6sforo se elimina en los tratamientos biol6gicos mediante Ia incorporaci6n de ortofosfato, polifosfato y f6sforo organico al tejido celular. La cantidad total de f6sforo eliminado depende de la producci6n neta de s6lidos, que se determina mediante Ia Ecuaci6n 10.3. El contenido en f6sforo del tejido celular es del arden de una quinta parte del contenido en nitr6geno; el contenido real de f6sforo puede variar entre una septima y una tercera parte del contenido en nitr6geno, en funci6n de las condiciones ambientales especfficas. El porcentaje de f6sforo eliminado durante el tratamiento secundario par la purga de fangos oscila, en promedio, entre el 10 y el 30 par 100 de la cantidad total inicial [36]. Si se emplea uno de los procesos desarrollados espedficamente para la eliminaci6n biol6gica del f6sforo, se pueden conseguir rendimientos de elimi'naci6n muy par encima de estos valores. El factor crftico en Ia eliminaci6n biol6gica del f6sforo es la exposici6n de los organismos a secuencias alternadas de condiciones aerobias y anaerobias. Como se ha comentado en el Capitulo 8, la exposici6n a condiciones alternadas fuerza a los microorganismos a consumir cantidades de f6sforo superiores a los niveles de consumo normales. El f6sforo, no s6lo se emplea para el mantenimiento celular, sfntesis, y transporte de energfa, sino que tambien se almacena para su usa posterior. El fango que contiene el exceso de f6sforo se 824 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 11-24 Comparaci6n de las diferentes alternativas de desnitrificaci6n Tipo de sistema Ventajas Oxidaci6n de carbono y nitrificaci6n/desn i trificaci6n conjuntos en un reactor de cultivo en suspensi6n utilizando una fuente de carbono end6gena No es necesario afiadir metanol; menor numero de procesos unitarios; mejor control de organismos filamentosos en el proceso de fangos activados; puede utilizarse un unico tanque; adaptable para un reactor de flujo discontinue secuencial; el proceso se puede adaptar para incluir Ia eliminaci6n de f6sforo por vfa bio16gica. Oxidaci6n de carbono y nitrificaci6n/desni trifi caci6n conjuntos en un reactor de cultivo en suspensi6n utilizando el agua residual como fuente de carbono Cultivo en suspensi6n con metanol a continuaci6n de una etapa de nitrificaci6n Cultivo fijo (columna) con metanol a continuaci6n de una etapa de nitrificaci6n Desventajas La desnitrificaci6n se !leva a cabo a velocidades muy lentas; precisa mayores tiempos de detenci6n y estructuras de dimensiones mucho mayores que las necesarias en sistemas que emplean metanol; Ia estabilidad de operaci6n depende del proceso de decantaci6n debido a Ia recirculaci6n de biomasa; dificultad de optimizar los procesos de nitrificaci6n y desnitrificaci6n por separado; Ia biomasa precisa un determinado nivel de oxfgeno disuelto para llevar a cabo Ia nitrificaci6n; menor eliminaci6n de nitr6geno que en los sistemas que emplean metanol. La desnitrificaci6n se !leva a cabo a No es necesario el uso de metano!; precisa menor numero de velocidades lentas; precisa mayores procesos unitarios; mejor contiempos de detenci6n y estructuras de dimensiones mucho mayores que trol de los organismos filamentosos en el proceso de fangos aclas necesarias en sistemas que emplean metanol; Ia estabilidad de opetivados; se puede utilizar un unico tanque; adaptable para un raci6n depende del proceso de decantaci6n debido a Ia recirculaci6n rector de flujo discontinue secuencial; el proceso se puede de biomasa; dificultad de optimizar adaptar para incluir Ia eliminalos procesos de nitrificaci6n y desnitrificaci6n por separado; Ia biomasa ci6n de f6sforo por vfa biol6gica. precisa un determinado nivel de oxfgeno disuelto para llevar a cabo Ia nitrificaci6n; menor eliminaci6n de nitr6geno que en los sistemas que emplean metanol. Desnitrificaci6n rapida; precisa Necesidad de emplear metanol; Ia estabilidad de Ia operaci6n depende estructuras de reducidas dimensiones; estabilidad de operaci6n del proceso de decantaci6n debido a Ia recirculaci6n de biomasa; Ia nitriconstatada; pocas limitaciones ficaci6n/desnitrificaci6n precisa maen cuanto a las opciones de tratamiento; facil incorporaci6n de yor numero de procesos unitarios que los sistemas combinadas. Ia etapa de oxidaci6n del exceso de metanol; cada uno de los procesos se puede optimizar por separado; elevado nivel de eliminaci6n de nitr6geno. Desnitrificaci6n rapida; precisa Necesidad de emplear metanol; Ia incorporaci6n de Ia etapa de oxidaestructuras de reducidas dimenci6n del exceso de metanol no es siones; estabilidad de operaci6n sencilla; Ia nitrificaci6n/desnitrificaconstatada; estabilidad no ligada ci6n precisa mayor numero de proa! proceso de decantaci6n ya cesos unitarios que los sistemas que los organismos se hallan en el medio; pocas limitaciones en combinadas. cuanto a las opciones de tratamiento; elevado grado de eliminaci6n de nitr6geno; cada uno de los procesos se puede optimizar por separado. TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL 825 purga o se conduce a un proceso lateral complementario donde se procede a la eliminaci6n del exceso de f6sforo. La exposici6n a condiciones aerobias y anaerobias alternadas se puede conseguir en el pro~eso de tratamiento biol6gico principal, o corriente principal, o en la linea de recirculaci6n de fango, o corriente auxiliar (vease Fig. 11-21). En esta secci6n se describen diversos procesos de tratamiento biol6gico tfpicos para la eliminaci6n de f6sforo. Estos procesos son: (1) el proceso A/0 (patentado) para la eliminaci6n del f6sforo en la linea principal; (2) el proceso PhoStrip (patentado) para la eliminaci6n del f6sforo en la linea auxiliar, y (3) el reactor discontinuo secuencial (RDS). El RDS se emplea para pequefios caudales de agua residual, y permite la suficiente flexibilidad de operaci6n como para abordar la eliminaci6n de nitr6geno ademas de la del f6sforo. En la Tabla 11-25 se proporciona informaci6n tfpica de proyecto de todos estos procesos. 'I I Afluente . 10 ---.,.,-.,.: I I Etapas lanaerobias I I Etapas aerobias I I I I I I I I I I I : I I I I I : : Efluente _ _; Decantador ;::-- - - - -,------ 1 I I I L.------~e_:;i.!:,c!!'.:!'2..6~2~~~g_o_______________ i_ ____ !~ga de fango (a) Afluente Tan que de aireaci6n . :-----_,~! Decantador :,___ _ Efl_ue_n_te_, I I I .. .. I I I I ~-- ____R_:~~~I::c~6~2~~~!Lo_d,!;~c_!a__ ----- _ ~- --L--___ .!urga de fango I I I : . - Unea auxiliar de I alimentaci6n de fango , l Recirculaci6n de fango sin f6sforo / anaer6bico Separador 'reo----------------------: -..,... ____ I \de f6sforo _......___ Elutriente: 't I l 1 I I 1 -~ . Sobrenadante rico en f6sforo __,.. . .. Rec1rculaclon del sobrenadante I_-----------------------: / . ./ - "--. . ---- Cal \ Recirculaci6n de fango sin f6sforo, efluente primario . efluent~ .. secundano, o recJrculac1on de sobrenadante j-ido al aumento del tiempo de exposici6n a la biomasa durante el proceso de adsorci6n, y (3) sustituci6n de compuestos de bajo peso molecular por otros de elevado peso molecular, lo cual implica una mayor eficacia de adsorci6n y una menor toxicidad [13]. Oxidaci6n quimica En las aplicaciones de tratamiento avanzado, la oxidaci6n qufmica se puede emplear para Ia eliminaci6n de amonfaco, reducci6n de las concentraciones de compuestos organicos residuales, y para la reducci6n del contenido bacteriano y vfrico del agua residual. En la Secci6n 11.10 se analiza e1 uso del cloro para la oxidaci6n del amonfaco. Dado que la adici6n de cloro al agua residual provoca la formaci6n de trihalometanos, se estan investigando alternativas al uso del cloro en aquellos casos en los que la presencia de trihalometanos representa un problema de capital importancia para las aguas de abastecimiento. Otros oxidantes alternativos pueden ser el ozono o el di6xido de cloro. El uso de estos productos qufmicos presenta la ventaja adicional de la desinfec-. ci6n del agua residual. Una ventaja afiadida del uso del ozono es la eliminaci6n de color. En la Tabla 11-36 se indican los valores tfpicos de las dosis de cloro y de ozono para la oxidaci6n de la materia organica presente en el agua residual. Las dosis aumentan cuanto mayor el nivel de tratamiento, hecho 16gico si se tiene en cuenta que los compuestos organicos que permanecen despues del tratamiento biol6gico suelen estar constituidos por compuestos organicos polares de bajo peso molecular y compuestos organicos complejos formados a partir de la estructura cfclica del benceno. En los casos en los que se desee llevar a cabo la oxidaci6n de la materia organica con cloro, ozono o di6xido de cloro, es recomendable realizar estudio en planta piloto. En el futuro, es previsible que el uso del ozono sea mas extendido en las plantas de fangos activados que utilizan oxfgeno puro, puesto que en elias se puede generar el ozono necesario para la oxidaci6n. 856 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 11-36 Dosificaciones qufmicas tfpicas para Ia oxidaci6n de Ia materia organica presente en el agua residual a Dosificacion, kg/kg destruido Especie quimica Uso Cloro Ozono Intervalo Valor tipico Reducci6n de Ia DB0 5 0,5-2,5 1,0-3,0 1,75 b 2,0c Reducci6n de Ia PQO 2,0-4,0 3,0-8,0 3,0b 6,0c " Adaptado parcialmcntc de Ia bibliograffa. " Agua residual dccantada. c Enucntc sccundario. 11.13 ELIMINACION DE SUSTANCIAS INORGANICAS DISUELTAS Como se indica en la Tabla 11-2, para varias aplicaciones de tratamiento avanzado del agua residual se han investigado numerosos procesos y operaciones unitarias diferentes. A pesar de que muchos de ellos son tecnicamente realizables, existen factores que se pueden oponer a su implantaci6n, tales como el coste, necesidades de explotaci6n y consideraciones esteticas. Sin embargo, es conveniente que los ingenieros sanitarios esten familiarizados con los procesos y operaciones mas importantes, de manera que, en un momento determinado, puedan valorar todas las alternativas de tratamiento. Estas operaciones y procesos que merecen especial atenci6n son la precipitaci6n qufmica, el intercambio i6nico, la ultrafiltraci6n, la 6smosis inversa, y la electrodialisis. Precipitaci6n quimica Como se ha comentado en los Capftulos 7 y 9, y en la Secci6n 11.11, la precipitaci6n del f6sforo contenido en el agua residual se suele conseguir con la adici6n de coagulantes como la alumina, cal o sales metalicas, y polfmeros. Simultaneamente, la adici6n de estos productos qufmicos para la eliminaci6n del f6sforo tambien elimina varios iones inorganicos, especialmente algunos metales pesados. En los casos en los que se trata conjuntamente aguas residuales domesticas e industriales, puede ser necesario afiadir reactivos ala decantaci6n primaria, especialmente si las operaciones de pretratamiento se muestran ineficaces. En los casos en los que se incorpore la precipitaci6n qufmica, puede no ser viable la estabilizaci6n del fango por digesti6n anaerobia debido a la TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL 857 toxicidad de los metales pesados precipitados. Como se ha comentado en el Capitulo 7, una de las desventajas de la precipitaci6n qufmica es el incremento neto en el contenido de s61idos disueltos del agua residual a tratar. Otra desventaja es el gran volumen de fango a tratar que, ademas, puede contener compuestos t6xicos que dificulten su tratamiento y evacuaci6n. lntercambio i6nico El intercambio i6nico es un proceso unitario en el que los iones de las diferentes especies en disoluci6n desplazan a los iones insolubles de un detenninado material de intercambio. El uso mas extendido de este proceso es el ablandamiento de aguas residuales domesticas, en el que los iones s6dicos de la resina cati6nica de intercambio sustituyen los iones de calcio y magnesio presentes en el agua, reduciendo por lo tanto su dureza. Para la reducci6n de los s6lidos disueltos totales, es necesario utilizar tanto resinas de intercambio ani6nico como resinas de intercambio cati6nico. Primeramente, el agua residual se hace circular a traves de un intercambiador de cationes, en el que los iones positivos se sustituyen por iones hidr6geno. El efluente del intercambio cati6nico se hace pasar por una resina de intercambio i6nico, proceso en el que los iones ani6nicos se sustituyen por iones hidroxilo. Por lo tanto, los s6lidos en suspensi6n se sustituyen por iones hidr6geno e hidr6xilo que reaccionan para formar moleculas de agua. Los intercambiadores de iones suelen ser del tipo columna con flujo descendente. El agua residual entra por la parte superior de la columna sometida a una cierta presi6n, circula en sentido descendente a traves dellecho de resina, y se extrae por la parte inferior. Cuando se agota la capacidad de la resina, la columna se somete a un ciclo de lavado a contracorriente para eliminar los s6lidos atrapados y proceder a la posterior regeneraci6n. La resina de intercambio cati6nico se regenera con un acido fuerte, como el sulfurico o el hidroc16rico. El regenerador de resinas ani6nicas mas comunmente empleado es el hidr6xido de sodio. La desmineralizaci6n por intercambio i6nico puede tener Iugar en diferentes columnas de intercambio dispuestas en serie, si bien ambas resinas se pueden mezclar en un unico reactor. Las cmgas hidraulicas de agua residual suelen variar entre 120 y 240 m/m 2 h, y las profundidades tfpicas de los lechos se situan entre 0,75 y 2,0 m. Las elevadas concentraciones de s6lidos en suspensi6n en el agua que entra en las unidades de proceso pueden taponar los lechos de intercambio i6nico, provocando grandes perdidas de carga y rendimientos ineficaces. La obturaci6n de las resinas puede venir producida por la presencia de materia organica residual en los efluentes de tratamientos biol6gicos. Antes de la desmineralizaci6n por intercambio i6nico, es necesario llevar a cabo alguna forma de tratamiento qufmico y de decantaci6n. No todos los iones disueltos se eliminan por igual; cada resina de intercambio i6nico se caracteriza por una serie selectiva, y algunos de los iones del final de la serie tan s6lo se eliminan parcialmen te. 858 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES En las aplicaciones de reutilizaci6n, Ia reducci6n de los s6lidos suspendidos hasta un nivel aceptable se podrfa conseguir con el tratamiento de parte del agua residual por intercambio i6nico, seguido de la mezla con agua residual no sometida a intercambio i6nico alguno. Ultrafiltraci6n Los sistemas de ultrafiltraci6n son operaciones que emplean membranas porosas para la eliminaci6n de materia disuelta y coloidal. Estos sistemas se diferencian de los sistemas de 6smosis inversa en que precisan presiones relativamente bajas, normalmente inferiores a 1.034 kN/m 2 La ultrafiltraci6n se suele emplear para eliminar materia coloidal y moleculas de gran tamafio con pesos moleculares superiores a 5.000. Las aplicaciones de la ultrafiltraci6n incluyen la eliminaci6n de aceites de cursos de agua, y la eliminaci6n de la turbidez provocada por los coloides causantes de color. Las investigaciones recientes indican que los efluentes de la ultrafiltraci6n que utiliza elementos de estructura espiral son adecuados como fuente alimentadora de la 6smosis inversa. En la Figura 11-33 se ilustra un diagrama de flujo de un sistema que incorpora la ultrafiltraci6n como pretratamiento para la 6smosis inversa. Tambien se ha sugerido la posibilidad de adaptar la ultrafiltraci6n como p~oceso unitario para la eliminaci6n del f6sforo [39]. Polfmero l Efluente secundario Filtraci6n en 7dio ~tiltiple , r-. ' Purga ; - : Ultrafiltraci6n j r: I Purga .r.--. ' I ;i ! 1 ~~smosis inversa ~-: l J Agua residual recuperada .. , .. J Descarbonataci6n Lavado a contracorriente FIGURA 1133 Diagrama de flujo de los procesos de ultrafiltraci6n y osmosis inversa empleados en Ia recuperaci6n de aguas residuales [28]. Osmosis inversa (hiperfiltraci6n) La 6smosis inversa es un proceso en el que se separa el agua de las sales disueltas en disoluci6n mediante la filtraci6n a traves de una membrana semipermeable a una presi6n superior a la presi6n osm6tica provocada por las sales disueltas en el agua residual (vease Fig. 11-34) Con las membranas y equipos actuales, las presiones de funcionamiento varfan desde la presi6n atmosferica hasta 6.900 kN/m 2 La 6smosis inversa presenta la ventaja de eliminar la materia organica disuelta que no es susceptible de ser eliminada con otras tecnicas de desmineralizaci6n. Las principales limitaciones de la TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL 859 Salmuera _.__r-"" a evacuaci6n Salmuera lnyecci6n de acido Tanque de almacenamiento de salmuera Unidades de.6smosis inverse (membranes) Producto A almacenamiento Tanque de alimentaci6n Dep6sito de retenci6n del producto FIGURA 11-34 Diagrama de flujo tipico del proceso de osmosis inversa de etapa (mica [39]. 6smosis inversa son su elevado coste y la escasa experiencia en el tratamiento de aguas residuales domesticas. Los componentes principales de una unidad de 6smosis inversa son la membrana, una estructura de soporte de la membrana, un recipiente contenedor, y una bomba de alta presi6n. Como materiales de membrana se han utilizado el acetato de celulosa y el nylon. Se han empleado cuatro sistemas de soporte de la membrana: tejido espiral, tubular, y de fibra hueca. En la aplicaci6n a efluentes de aguas residuales domesticas, la configuraci6n en tejido espiral es la mas exitosa [28]. Las unidades de 6smosis inversa se pueden conectar en paralelo, para conseguir la capacidad hidraulica necesaria, o en serie para conseguir el grado de desmineralizaci6n deseado. Para que el funcionamiento de las unidades de 6smosis inversa sea el adecuado, es necesario conseguir un afluente de gran calidad. La presencia de material coloidal en el afluente puede provocar fallos en las membranas de las unidades de 6smosis inversa. Suele ser necesario hacer un pretratamiento del efluente secundario por decantaci6n qufmica y filtraci6n con medio multiple o par filtraci6n con medio multiple y ultrafiltraci6n (vease Fig. 11-33). Ademas, en ocasiones es necesario eliminar el hierro y el manganeso para reducir el potencial de aparici6n de incrustaciones carbonatadas. El pH del afluente se deberfa limitar al intervalo comprendido entre 4,0 y 7,5 para evitar 'Ia formaci6n de incrustaciones carbonatadas. Para restaurar el flujo a traves de la membrana, es necesario llevar a cabo regularmente el lavado qufmico de los elementos de Ia membrana (del orden de una vez al mes) [28]. 860 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Electrodialisis En e1 proceso de electrodialisis los componentes i6nicos de una soluci6n se separan mediante el usa de membranas semipermeables selectivas de iones. La aplicaci6n de un potencial electrico entre los dos electrodes origina una corriente electrica que atraviesa la soluci6n, la cual, a su vez, da Iugar a una migraci6n de cationes hacia el electrodo negativo y de aniones hacia el electrodo positivo. Dada la disposici6n alternada de las membranas permeables a los cationes y aniones, se forman celulas de sales concentradas y diluidas. El agua residual se bombea a traves de las membranas que estan separadas par unos espaciadores y dispuestas en pilas. El agua residual se retiene, generalemente, durante 10 a 20 segundos aproximadamente en cada pila individual o etapa. Las eliminaciones de s6lidos disueltos varfan con: (1) la temperatura del agua residual; (2) la corriente electrica que se hace circular; (3) el tipo y cantidad de iones presentes; (4) la selectividad de la membrana; (5) el potencial de producir obturaciones e incrustaciones del agua residual; (6) los caudales de agua residual, y (7) el m1mero y configuraci6n de las etapas. Este proceso puede funcionar tanto en modo continuo como en discontinue. Las unidades se pueden disponer en paralelo para obtener la capacidad hidraulica necesaria o bien en serie para alcanzar el grado de desmineralizaci6n deseado. Es necesario un aporte de agua, alrededor del 10 par 100 del volumen de alimentaci6n, para lavar de forma continua las membranas. Una parte de la corriente del concentrado se recircula para mantener los caudales y presiones practicamente iguales a ambos lados lados de cada membrana. El acido sulfurico se introduce en la corriente de concentrado para mantener un pH bajo y minimizar, en consecuencia, la formaci6n de incrustaciones. Los problemas relacionados con el proceso de la electrodialisis para la renovaci6n de agua residual incluyen la precipitaci6n qufmica de sales de poca solubilidad en la superficie de la membrana y la obstrucci6n de esta par la materia coloidal residual de los efluentes de las plantas de tratamiento. Para reducir la obturaci6n de las membranas, convendra llevar a cabo un pretratamiento con carb6n activo, posiblemente precedido par precipitaci6n qufmica y alguna forma de filtraci6n en media multiple. 11.14 11.1. TEMAS DE DEBATE Y PROBLEMAS Un agua residual contiene 10 mg/1 de nitr6geno amoniacal y no contiene carbono organico. Si el caudal de Ia planta es de 10.000 m 3 /d, estimar Ia cantidad de metanol necesario y Ia producci6n de celulas en kg/d para conseguir Ia completa asimilaci6n bacteriana del amonfaco. 11.2. Una planta convencional de fangos activados que trata 4.000 m 3 /d de agua residual debe operarse de forma tal que produzca un efluente nitrificado. l,C6mo se puede conseguir? Suponiendo que se produce un efluente nitrificado que contiene 15 mg/1 de nitr6geno como nitrato, 1,5 mg/1 de nitr6geno como nitrito, y 2,0 mg/1 de oxfgeno disuelto, calcular Ia cantidad de metanol necesaria para conseguir Ia nitrificaci6n. l,C6mo afectara Ia DBO del efluente del fango activado a Ia demanda de metanol? TRATAMIENTO AVANZADO DEL AGUA RESIDUAL 861 11.3. Un agua residual contiene 40 mgjl de nitr6geno como nitrato (177 mg/1 N03) y tiene un caudal de 10.000 m 3jd. La calidad del efluente ha sido fijada en 2 mg/1 de nitr6geno total. Utilizando un tiempo medio de retenci6n celular de 15 d y una concentraci6n del lfquido mezcla de 1~500 mg/1, determinar el volumen del reactor de mezcla completa necesario para proporcionar el tratamiento. Utilizar los coeficientes cineticos de Ia Tabla 11-20. Determinar tambien Ia tasa de producci6n celular y Ia de utilizaci6n de metanol suponiendo que Ia concentraci6n de OD es de 5 mg/1. Suponer que el clarificador final producini un efluente con 10 mg/1 de s6lidos suspendidos. 11.4. Diseflar un proceso aerobio-an6xico para Ia nitrificaci6n/desnitrificaci6n de 20.000 m 3 /d de un agua residual que despues del pretratamiento presenta una concentraci6n de DBO de 150 mg/1 y 30 mg/1 de nitr6geno amoniacal. Considerar las siguientes condiciones de diseflo: velocidad de desnitrificaci6n = 0,1 mg N0 3 - N/mg SSV a 20C y SSVLM = 3.500 mg/1. Calcular el volumen an6xico necesario para Ia desnitrificaci6n y Ia eliminaci6n de DBO en las zonas an6xica y aerobia. 11.5. Basandose en una revisi6n de a! menos cuatro artfculos que traten del uso de filtros percoladores para nitrificaci6n, recomiendese un factor de carga apropiado o una tecnica de dise.fio para Ilevar a cabo Ia nitrificaci6n completa empleando un filtro percolador seguido de un proceso de fangos activados. Sup6ngase que el proceso de fangos activados se proyecta para eliminar unicamente Ia materia organica carbonosa (despues del tratamiento secundario, DBO soluble = 2,0 mg/1 y NH 3 como N = 40 mg/1). Citar Ia bibliografia utilizada. 11.6. l, Que volumen aerobio es necesario para satisfacer los tiempos de retenci6n en Ia zona an6xica del proceso del Ejemplo 11.2?. Indicar el metodo de calculo. 11.7. Preparar un diagrama de distribuci6n de las cantidades relativas de NH 3 y NHt (expresadas en tanto por ciento) que estaran presentes en una muestra de 25 oc en funci6n del pH. 11.8. Se trata de eliminar ei f6sforo de un efluente secundario. La calidad del vertido de Ia planta ha sido fijada en 1,0 mg/1. Si el f6sforo soluble en el efluente es igual a 10 mg/1, estimar Ia dosis de sulfato de alumina necesario para conseguir el grado de eliminaci6n deseado. Si Ia concentraci6n del fango de sulfato de alumina sedimentado es del 6 por 100 y su peso especffico es de 1,05, estimar el volumen de fango a purgar diariamente si el caudal de Ia planta es de 40.000 m 3/d. 11.9. Utilizando los mismos datos de proyecto que en el Problema 11.8 y un efluente primario de 130 mg/1 de DBO, calcular y comparar el volumen de los reactores necesarios para los procesos A2 /0 y Bardenpho de eliminaci6n biol6gica de f6sforo. Escoja el mejor de ellos justificando Ia respuesta. 11.10. Basandose en una revisi6n de a! menos cuatro artfculos que traten sobre reactores de flujo discontinuo secuencial en operaci6n, preparar un resumen de los datos de proyecto de tres plantas en funcionamiento, de las cuales a! menos una debe contemplar Ia eliminaci6n de nitr6geno o de f6sforo. Resuma los rendimientos de cada planta y cite los problemas de explotaci6n observados. Comentar las modificaciones a introducir para que se pueda eliminar tanto el nitr6geno como el f6sforo. 11.11. Se va a tratar un agua residual con carb6n activo para eliminar Ia DQO residual. Los siguientes datos fueron obtenidos en un ensayo de adsorci6n en Iaboratorio en el cual se afladfa 1 g de carb6n activado a un recipiente que contenfa 1 I de agua residual con los valores seleccionados de DQO. Utilizando estos datos, determinar Ia isoterma adecuada (Langmuir o Fruendlich) para caracterizar los datos. 862 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES DQO inicial, mg/1 DQO de equilibrio, mg/1 140 250 300 340 370 400 450 10 30 50 70 90 110 150 11.12. Utilizando los resultados del Problema 11.11, determinar la cantidad de carb6n activado necesario para tratar un caudal 5.000 m 3 /d para lograr una concentraci6n final de DQO de 20 mg/1 si !a concentraci6n inicial de DQO despues del tratamiento secundario es de 120 mg/1. 11.13. Se anaden 5 g de resina de intercambio i6nico en forma de sodio a un agua que contiene 2 meq de cloruro potasico y 0,5 meq de cloruro s6dico. Calcular la concentraci6n residual de potasio si la capacidad de intercambio de la resina es de 4,0 meq/gramo de peso y el coeficiente de selectividad vale 1,46. 11.14. Se pretende emplear filtros de gravedad para el tratamiento de 25.000 m 3/d de efluente decantado a una carga de 13 m 3 /m 2 h. La velocidad de filtraci6n, cuando uno de los filtros se halla fuera de servicio para su lavado, no debe exceder los 15 m 3/m 2 h. Determinar el numero de unidades y la superficie de cada unidad necesarios para satisfacer estas condiciones. Si cada filtro se lava a contracorriente durante 5 min/24 h con un caudal de 60 m 3 /m 2 h, determinar el porcentaje de efluente del filtro que se emplea en el lavado si el filtro permanece fuera de servicio durante 30 min/d. l,Cual serfa el porcentaje total si se instala un sistema de lavado superficial que precisa 1.875 m 3 /m 2 /h? REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS 1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, TASK COMMITTEE ON DESIGN OF WASTEWATER FILTRATION FACILITIES: () 0 z m (/) S6lidos secos totales (ST), % S6lidos volatiles (% de ST) Grasas y aceites (% de ST) Solubles en eter Extractable en eter Protefnas (% de ST) Nitr6geno (N, % de ST) F6sforo (P 2 0 5 ,% de ST) Potasio (K 2 0, % de ST) Celulosa (% de ST) Hierro (no como sulfuro) Silice (Si0 2 , % de ST) pH Alcalinidad (Mgfl como CaC0 3) Acidos organicos (Mgfl como HAc) Poder calorifico (MJjkg) 2,0-8,0 60-80 6-30 7-35 20-30 1,5-4 0,8-2,8 0-1 8,0-15,0 2,0-4,0 15,0-20,0 5,0-8,0 500-1.500 200-2.000 23.000-29.000 5,0 65 - 25 2,5 1,6 0,4 10,0 2,5 - 6,0 600 500 25.500 6,0-12,0 30-60 10,0 40 5-20 18 15-20 1,6-6,0 1,5-4,0 0,0-3,0 8,0-15,0 3,0-8,0 10,0-20,0 6,5-7,5 2.500-3.500 100-600 9.000-13.500 18 3,0 2,5 1,0 10,0 4,0 7,0 3.000 200 11.500 0,83-1,16 59-88 -a)> JJ)> m r 5-12 32-41 2,4-5,0 2,8-11,0 0,5-0,7 -l JJ ::;)> ; m z -l 0 -< < m 6,5-8,0 580-1.100 1.100-1.700 18.500-23.000 JJ -l a0 0 m r 11)> Adaptado de !a bibliograffa [42]. zG) 0 0) -..a ...a. 872 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES alcalinidad, y del contenido en acidos organicos. En los casos en los que se considera la utilizaci6n de metodos de aplicaci6n al terreno o incineraci6n, es necesario detenninar el contenido de me tales pesados, pesticidas, e hidrocarburos. El contenido energetico (termico) del fango es importante en aquellos casos en los que se considere el uso de procesos de reducci6n termica tales como la incineraci6n. Constituyentes especlficos. Las caracterfsticas del fango que afectan a su aptitud para la aplicaci6n al terreno y usos beneficiosos incluyen el contenido en materia organica (normalmente medido como s6lidos volatiles), nutrientes, pat6genos, metales y compuestos organicos t6xicos. El valor del fango como fertilizante se basa principalmente en su contenido de nitr6geno, f6sforo y potasio, y se deberfa determinar en aquellos casos en los que el fango se vaya a emplear como acondicionador de suelos. En la Tabla 12-5 se muestran los contenidos tfpicos en nutrientes comparados con los contenidos de los fertilizantes comerciales. En la mayorfa de los sistemas de aplicaci6n al terreno, el fango proporciona suficientes nutrientes para el buen crecimiento de las plantas. En algunas aplicaciones, el contenido en f6sforo y potasio del fango de aguas residuales puede ser demasiado bajo para satisfacer las demandas especfficas de las plantas. TABLA 12-5 Comparacion entre los niveles de nutrientes de los fertilizantes comerciales y el fango de agua residual Nutrientes, % Nitr6geno Fertilizantes para usos agrfcolas tfpicos" 5 Valores tfpicos para fangos de agua residual estabilizados 3,3 F6sforo 10 2,3 Potasio 10 0,3 " Las concentraciones de nutricntes pucden variar ampliamcnte en funci6n de Ia dcmanda del terreno y de los cultivos. Los elementos de trazas contenidos en el fango son aquellos compuestos qufmicos inorganicos que, en pequeii.as cantidades, pueden ser esenciales o pe1judiciales, tanto para plantas como para animales. El termino metales pesados se utiliza para hacer referenda a varios de los elementos de trazas presentes en el fango. Las concentraciones de metales pesados pueden variar ampliamente, tal como se muestra en la Tabla 12-6. La concentraci6n de metales pesados puede limitar la tasa de aplicaci6n del fango al terreno y la vida util del terreno de aplicaci6n (vease Secci6n 12.17). DISENO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO Y VERTIDO DEL FANGO 873 TABLA 12-6 Contenido tfpico de me.tales en el fango de agua residual a Fango seco, mglkg Metal Arsenico Cadmio Cromo Cobalto Cobre Hierro Plomo Manganeso Mercurio Molibdeno Nfquel Selenio Estailo Cine Intervalo Mediana 1,1-230 1-3.410 10-99.000 1,3-2.490 84-17.000 1.000-154.000 13-26.000 32-9.870 0,6-56 0,1-214 2-5.300 1,7-17,2 2.6-329 101-49.000 10 10 500 30 800 17.000 500 260 6 4 80 5 14 1.700 " [45]. Cantidad En la Tabla 12-7 se aportan datos acerca de la producci6n de fangos en diferentes procesos y operaciones de tratamiento. En la Tabla 12-8 se indican las concentraciones asociadas a los fangos producidos en las diversas operaciones y procesos. A pesar de que los datos de la Tabla 12-7 pueden resultar utiles, es conveniente hacer constar que la cantidad de fango producido puede variar ampliamente. Variaciones de Ia producci6n de fango. Es de esperar que la cantidad diaria de s6lidos que entra en una planta de tratamiento varfe dentro de un amplio intervalo de valores. Para asegurar que se dispone de suficiente capacidad para hacer frente a estas variaciones, el proyectista de instalaciones para el tratamiento y evacuaci6n de fangos debe tener en cuenta: (1) las tasas media y punta de producci6n de fango, y (2) la capacidad de almacenamiento potencial de las unidades de tratamiento de la planta. En la Figura 12-1 se ilustra la variaci6n diaria de la producci6n de fango que cabe esperar en grandes ciudades. Esta curva es caracterfstica de ciudades de gran tamafio que dispongan de una serie de grandes alcantarillas construidas con pendientes bajas; en plantas de menores dimensiones cabe esperar variaciones todavfa mayores. En los tanques de aireaci6n y de sedimentaci6n se pueden almacenar, de forma temporal, cantidades limitadas de s6lidos. La capacidad de almacena- 874 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 127 Datos tfpicos sobre las caracterfsticas ffsicas y las cantidades de fango producido en diversos procesos de tratamiento de aguas residuales Proceso de tratamiento Decantaci6n primaria Fango activado (en exceso) Filtros percoladores (en exceso) Aireaci6n prolongada (en exceso) Laguna aireada (en exceso) Filtraci6n Eliminaci6n de algas Adici6n de productos qufmicos a los clarificadores primarios para Ia eliminaci6n del f6sforo Dosis baja de cal (350-500 mg/1) Dosis alta de cal (800-1.600 mg/1) Nitrificaci6n con cultivo en suspensi6n Desnitrificaci6n con cultivo en suspensi6n Filtros de desbaste S61idos secos, kg/10 3 m 3 Peso especifico de los s61idos del fango Peso especifico del fango 1,4 1,25 1,45 1,30 1,30 1,20 1,20 1,02 1,005 1,025 1,015 1,01 1,005 1,005 110-170 70-95 60-95 83-120 83-120 12-25 12-25 150 83 70 95" 95" 18 18 1,9 2,2 1,04 1,05 240-415 600-1.300 300b 800b 1,20 1,28 1,005 1,02 Intervalo 12-30 Valor tipico 18 d " Se supone que no existe tratamiento primario. h Fango aiiadido al normalmentc climinado por decantaci6n primaria. c Despreciable. " Incluido en Ia producci6n de fango de los procesos biol6gicos de tratamiento secundario. miento se puede emplear para absorber las puntas de carga de corta duraci6n. En los casos en los que se emplean digestores de nivel variable, su gran capacidad de almacenamiento proporciona un efecto considerable de laminaci6n de las puntas de carga de fango digerido. En los sistemas de tratamiento de fango en los que se utiliza la digesti6n de fangos, el disefto se suele basar en la maxima carga mensual. En los casos en los que nose emplean digestores, el proceso de tratamiento de fangos debe ser capaz de tratar los s6lidos producidos en la semana maxima producci6n. Algunos componentes del sistema de tratamiento de fangos, tales como los bombeos o espesadores de fango, pueden tener que ser diseftados basandose en las condiciones de maxima producci6n diaria. Las cantidades totales de fango a tratar se determinan mediante una serie de balances de s6lidos del proceso de tratamiento. El desarrollo de los balances de s6lidos se analiza en la Secci6n 12.16. Relaciones peso-volumen. El volumen de fango depende, principalmente, de su contenido de agua y, s6lo en una pequefta parte, de las caracterfsticas de !a materia s6lida. Por ejemplo, un fango del10 por 100 contiene un 90 por 100 de agua en peso. Si la materia s6lida esta formada por s6lidos fijos (minerales) y s6lidos volatiles (organicos), el peso especffico global de la materia s6lida se puede calcular utilizando la Ecuaci6n 12.1 DISENO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO Y VERTIDO DEL FANGO B75 TABLA 12-8 Concentraciones esperadas del fango procedente de diversas operaciones y procesos de tratamiento Concentraci6n de s6lidos del fango, % de s6lidos secos Funcionamiento o aplicaci6n del proceso Tanque de decantaci6n primaria Fango primario Fango primario a cicl6n Fango primario y activado en exceso Fango primario y humus de filtros percoladores Fango primario con adici6n de hierro para Ia eliminaci6n de f6sforo Fango primario con adici6n de dosis bajas de cal para Ia eliminaci6n del f6sforo Fango primario con adici6n de dosis altas de cal para Ia eliminaci6n del f6sforo Espumas Tanque de sedimentaci6n secundaria Fango activado en exceso Fango activado en exceso, con decantaci6n primaria Fango activado en exceso, sin decantaci6n primaria Fango activado con oxfgeno puro Fango activado con oxfgeno puro, con decantaci6n primaria Fango activado con oxfgeno puro, sin decantaci6n primaria Humus de filtro percolador Fango procedente de unidades de RBCs Espesador par gravedad Fango primario unicamente Primario y activado en exceso Primario y humus de filtro percolador Espesador de flotaci6n por aire disuelto Unicamente fango activado en exceso Con adici6n de productos qufmicos Sin adici6n de productos qufmicos Espesador de centrffugas Unicamente fango activado Espesador por gravedad en banda Unicamente fango activado en exceso con adici6n de productos qufmicos Digestor aerobio Fango primario unicamente Fango primario y activado en exceso Primario y humus de filtro percolador Digestor aerobio Fango activado en exceso unicamente Fango activado en exceso y primario Fango primario unicamente " Adaptado de Ia bibliograffa [57]. " Adatado de Ia bibliograffa [18]. Intervalo Valor tipico 4,0-10,0 0,5-3,0 3,0-8,0 4,0-10,0 5,0 1,5 4,0 5,0 0,5-3,0 2,0 2,0-8,0 4,0 4,0-16,0 3,0-10,0 10,0 5,0 0,5-1,5 0,8-2,5 0,8 1,3 1,3-3,0 1,4A,O 1,0-3,0 1,0-3,0 2,0 2,5 1,5 1,5 5,0-10,0 2,0-8,0 4,0-9,0 8,0 4,0 5,0 4,0-6,0 3,0-5,0 5,0 4,0 4,0-8,0" 5,0 3,0-6,0" 5,0 5,0-10,0 2,5-7,0 3,0-8,0 7,0 3,5 4,0 2,5-7,0 1,5-4,0 2,5-7,0 1,5-4,0 0,8-2,5 3,5 2,5 1,3 876 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES FIGURA 12-1 5 10 15 20 25 30 Numero de dfas consecutivos por ano Carga punta de fango en funci6n de Ia carga media diaria. (12.1) donde W5 = peso de s6lidos. Ss = peso especffico de los s6lidos. Pw = densidad del agua. wf = peso de s6lidos fijos (materia mineral). S1 = peso especffico de los s6lidos fijos. Wv = peso de s6lidos volatiles. Sv = peso especffico de los s6lidos volatiles. Por lo tanto, si una tercera parte de la materia s6lida de un fango que contiene un 90 por 100 de agua esta formada por s6lidos fijos minerales con un peso especffico de 2,5, y dos terceras partes estan formadas por s6lidos volatiles con peso especffico igual a 1,0, el peso especffico del conjunto de s6lidos, S5 , sera de 1,25, tal como se calcula a continuaci6n: 2_ = 0,33 + 0,67 = 0 802 ss 2,5 1 ' 1 ss = 0 802 = 1,25 ' Si se supone que el peso especffico del agua es 1,0, entonces, como se muestra a continuaci6n, el peso especffico del fango sera de 1,02: != s 0,1 1,25 1 + 0,9 = 0 98 1,0 s = 0 98 = 1,02 ' ' DISENO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO Y VERTIDO DEL FANGO 877 El volumen de fango se puede calcular mediante la siguiente expresi6n: V= Ws = 1,02 PwSslps donde W5 = peso de los s6lidos secos, kg. Pw = densidad del agua, kg/m 3 . ssl = peso especffico del fango. Ps = fracci6n de s6lidos expresada en tanto por uno. Para la realizaci6n de c;;Hculos aproximados cuando el contenido en s6lidos es dado, basta recordar que el volumen varfa inversamente con el porcentaje de materia s6lida contenida en el fango, segun la siguiente relaci6n: (expresi6n aproxi~ donde V1 , V2 = volumenes de fango. P 1 , P2 = porcentajes de materia s6lida. La aplicaci6n de estas relaciones peso-volumen se ilustra en el Ejemplo 12.1. Ejemplo 12-1. Volumen de fango crudo y digerido. Determfnese el volumen antes y despues de Ia digesti6n para 500 kg (materia seca) de fango primario con las siguientes caracterfsticas: S6lidos, % Materia vol ::D :t> m r ~ ::D Almacenamiento' a largo p~a~o__ c ~ s:: iii z d -< < m ~ 0 Digestion aerobia 0 CJ m r Compostaje Operaciones de pretratamiento Espesamiento Estabilizaci6n ~ Acondicionamiento Desinfecci6n zG) 0 FIGURA 12-2 Diagrama de flujo general para el tratamiento y evacuaci6n del fango. 'Q) Q) ...&. ()) ()) lni:ineraci6n en. hornos de pisos 1\) f11U~tipi(!S Filtro de vacio Evaporador de efecto multiple z0 lncineradon de !echo f(ujclific;aclp .... m ~ m ::D Secado instantaneo Combustion instantanea Vertedero 5> 0 m :t> 0 c co1nCineraCi6ri con residues _s_Qii_dQS___ _ fn ::D m i5 c (f) Recuperaci6n de terrene Centrifuga Oxidaci6n par via humeda Deshidrataci6n Secado FIGURA 12-2 Reducci6n termica (Cont.) Diagrama de flujo general para el tratamiento y evacuaci6n del fango. Evacuaci6n final :t> r m (f) 0 Uquido clarificado a cabeza de planta Fango activado en exceso Ci5 . __ t _ _ _ m _________ Fango _ ____ .--.--_ Torta de Digestion ; digerido f.cond!Ciona" ; Filtro ' fango a anaerobia , - m~e~to : - de vacfo , - evacuaci6n Espesador, _ _ _,..._ por _ '"'T'" ~o~ci;o: Fango prima rio "'m.ooo. ~-" floe! Z 0 0 m zen ~ ! Sobrenadante a cabeza Espesamiento de planta o a tratamiento (opcional) independiente Filtrado a espesador o a cabeza de planta t ~ 0 5 z m en ~ (a) Fango primario y __________ Fango . _____ .--.-activado en exceso Digestion digerido Acond!clonac procedente -anaerobia miento de los tanques de del fango; ... CJ!Ji!lli.C() __ sedimentacion primaria ---- r -- Sobrenadante a cabeza de planta o a tratamiento independiente JJ . Fango deshidratado Centrffuga , - a evacuacion final ---l Concentrado a cabeza de planta o a tratamiento independiente (b))> m r -i JJ ~ :5: m z d Fa~go prima rio y ___ ____________ Fango act1vado en exceso . Digestion aerobia digerido procedente _.del fango (convende los tanques de 'cional o termofila)' sedimentacion primaria ------r ----- Sobrenadante a cabeza de planta o a tratamiento independiente (opcional) E d Fango seco ras e _ _ a evacuacion secado final --T--- Lfquido clarificado a cabeza de planta (c) FIGURA 123 Diagramas de flujo tfpicos del tratamiento del fango con digestion biol6gica y tres procesos diferentes de deshidrataci6n: (a) filtros prensa; (b) centrifugaci6n y (c) eras de secado. -< < m ~ a0 0 m r ~ z(j) 0 '0) 0) U) .,y Filtro de vacfo Tratamiento termico r Sobrenadante a cabeza de planta Fango Filtrado a cabeza de Sobrenadante a cabeza de planta o a tratamiento planta o a tratamiento independiente independiente . L_ - ESpesa~ miento - - - - - ' p_oLf!.Or_c;[qn_ 1 ~~ Filtro banda m m ::D 5> 0 m ~ lncinerador de pisos multiples c miento ----------~--~----___ qufl]licq Ci) t (a) Acci.ndiciona~ Fango activado en exceso z Gases de combustion a depuradora y/o a tan que de aireacion Espesa- pri~ario~ mecamco mie.n~o o mDcto (X) (X) .j:::o Fango deshidratado a incineracion o a evacuacion final }> Ci) c}> (J) ::D m Ceniza a evacuacion final (J) ac }> (b) Filtrado a cabeza de planta Lfquido clarfficado a cabeza de planta miento ql,!fr:pjqq __ (c) Gases de combustion a depuradora y/o a tan que e aireacion e-r .t Acohdicioha~ ~-- m (J) Gases de combustion y cenizas - r Vertedero Centrffuga ---~ . . . . . l./. Concentrado a espesador o a cabeza de planta lncinerador delecho fluidizado Separador cicl6nico -~ Cenizas a evacuacion final FIGURA 12-4 Diagramas de flujo tfpicos del tratamiento no biol6gico del fango: (a) tratamiento termico con deshidrataci6n par filtro de vacfo; (b) incineraci6n en homos de pisos multiples, y (c) incineraci6n de !echo fluidizado. DISENO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO Y VERTIDO DEL FANGO ~85 12.4 BOMBED DE FANGOS Y ESPUMAS El fango producido en las plantas de tratamiento de agua:s residuales se debe transportar, de un punto a otro de la planta, en condiciones que pueden variar entre un fango lfquido o espuma, hasta un fango espeso. El fango tambien se puede bombear fuera de la planta, a distancia considerable, para su tratamiento y evacuaci6n. Para cada tipo de fango y aplicaci6n de bombeo, puede ser necesario disponer de un tipo de bomba diferente. Born bas Las bombas que se suelen utilizar mas frecuentemente para el transporte del fango incluyen las bombas de embolo, de cavidad progresiva, centrffugas, de v6rtice, de diafragma, de pist6n a alta presi6n, y de embolos rotativos. Tambien, se han empleado otros tipos de bombas, como las bombas peristalticas (manguera o rotor), o del tipo de las bombas empleadas para el bombeo de hormig6n. Las bombas de diafragma y las centrffugas tambien se han empleado, ampliamente, para el bombeo de espumas. Bombas de embolo. Las bombas de embolo (vease Fig. 12-Sa) se han utilizado frecuentemente, yen los casos en los que su robustez ha sido adecuada para el servicio, han dado resultados satisfactorios. Las ventajas de las bombas de embolo son las siguientes: 1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. La acci6n pulsatoria de las bombas simples y duplex tiende a concentrar el fango en las tolvas situadas antes de las bombas y, cuando se bombea a bajas velocidades, tiende a poner en suspensi6n los s6lidos depositados en las tuberfas. Son adecuadas para alturas de aspiraci6n de hasta 3 m, y son autocebantes. Pueden usarse para el bombeo de bajos caudales con tamafio de paso elevado. Su bombeo es constante a no ser que algun objeto impida el asiento de las valvulas de bola. Tienen una capacidad constante, aunque ajustable, independientemente de que se produzcan grandes variaciones de la altura manometrica. Pueden trabajar a elevadas alturas manometricas. Permiten el bombeo de grandes concentraciones de s6lidos si el equipo se proyecta para este tipo de condiciones de trabajo. Las bombas de embolo se suministran en las gamas simple, duplex y triplex con capacidades de 2,5 a 3,8 1/s por embolo, aunque en el mercado existen modelos de mayor capacidad. Las velocidades de funcionamiento deben estar entre 40 y 50 r.p.m. Las bombas se deben proyectar para una carga mfnima de 24m en plantas de pequefias dimensiones, y de 35 m en plantas de mayores dimensiones ya que, con el uso, la acumulaci6n de grasa en las conducciones 886 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Camara de aire de Ia descarga Cojinete excentrico ajustable (a) Cojinete de empuje Orificios de acceso Bancada (c) FIGURA 125 Bombas tfpicas para fangos y espumas utilizadas en plantas de tratamiento de aguas: (a) de piston; (b) de cavidad progresiva; (c) centrffuga inatascable (continua en Ia pagina siguiente). DISENO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO Y VERTIDO DEL FANGO ~87 Eje (d) (e) (g) FIGURA 12-5 (Cont.) (d) de v6rtice; (e) de diafragma; (f) de embolo a alta presion, y (g) de embolos rotativos. de fango provoca un aumento de la carga. Existen bombas para cargas superiores a 70 m, adecuadas para el uso en grandes instalaciones. La capacidad de la bomba se puede reducir acortando la carrera del embolo; sin embargo, las bombas parecen funcionar mejor a plena carrera. Por esta raz6n, muchas bombas estan provistas de una transmisi6n con correas en V de paso variable para el control rapido del caudal bombeado. Bombas de capacidad progresiva. Las bombas de capacidad progresiva (vease Fig. 12-5b) se han utilizado con exito con practicamente todas las clases de fango. La bomba se compone de un rotor helicoidal de paso simple que gira dentro de un estator revestido con caucho con forma de helice de doble paso. Con el giro del rotor, un cierto volumen, o cavidad, se desplaza progresivamente desde el punto de succi6n hasta el punto de descarga. La bomba es autocebante basta alturas de aspiraci6n de 8,5 m, pero no se debe hacer 888 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES funcionar en seco, puesto que se puede quemar el est:Hor de goma. Las hay de capacidades de basta 75 ljs, y pueden funcionai con fangos con cmgas de basta 137 m. En el bombeo de fangos primarios se suele disponer un dilacerador antes de la bomba. Este tipo de bombas tienen un mantenimiento caro debido al desgaste de los rotores y de los estators, especialmente en las aplicaciones con fango primario que puede contener arenas. Las ventajas de esta clase de bombas son: (1) facil control del caudal; (2) mfnimo efecto pulsatorio, y (3) explotaci6n relativamente sencilla. Bombas centrffugas. Las bombas centrffugas de disefio inatascable (vease Fig. 12-5c) son muy utilizadas. En el uso de bombas centrffugas para el bombeo de fangos, el problema reside en la elecci6n del tamafio adecuado. A una determinada velocidad, las bombas centrffugas s6lo funcionan correctamente si la altura manometrica se halla dentro de un margen relativamente estrecho; sin embargo, la naturaleza variable del fango provoca variaciones de aquella. Las bombas elegidas deben ser de un tamafio suficiente para que los s6lidos pasen a traves de la misma sin provocar obturaciones, al tiempo que su capacidad debe ser suficientemente pequefia para evitar el bombeo de un fango diluido por la aspiraci6n de gran cantidad del agua residual que se halla por encima del manto de fango. El estrangulamiento de la descarga para reducir la capacidad de la bomba no es una medida practica ya que provoca frecuentes obstrucciones; por lo tanto, es esencial equipar esta clase de bombas con motores de velocidad variable. Las bombas centrffugas de disefio especial-de v6rtice, de rodete helicoidal, y de rodete sin alabes- se utilizan para el bombeo del fango primario en plantas de tratamiento de grandes dimensiones. En las aplicaciones mas recientes ha disminuido el uso de las bombas de rodete helicoidal y de rodete sin alabes debido al satisfactorio resultado de las hombas de v6rtice. Las bombas de v6rtice (vease Fig. 12-5d) tienen rodetes practicamente lisos y son muy eficaces para el transporte del fango. El tamafio de los s61idos que pueden manejar esta limitado, exclusivamente, por e1 diametro de las aberturas de aspiraci6n y de impulsi6n. En su giro, el rodete induce un v6rtice en el fango, de modo que la principal fuerza impulsora es el propio lfquido. La mayor parte dellfquido no llega a pasar a traves de los alabes , lo cual permite minimizar e1 contacto abrasivo. Sin embargo, en las bombas empleadas en el trasiego de fangos los rodetes y volutas deben construirse con aleaciones de nfquel o cromo para proporcionar resistencia a la abrasi6n. Para una velocidad determinada, las bombas s6lo pueden funcionar dentro de un estrecho intervalo de alturas manometricas, de modo que es necesario evaluar detenidamente las condiciones de funcionamiento del sistema. En los casos en los que se espera que las cmgas de funcionamiento sean variables, es recomendable utilizar sistemas de variaci6n de velocidad. En aplicaciones a presiones elevadas, se pueden emplear multiples bombas conectadas en serie. Las bombas centrffugas de baja velocidad y de flujo mixto se emplean, a menudo, para la recirculaci6n del fango activado a los tanques de aireaci6n. Con esta finalidad tambien se estan utilizando bombas de tornillo. DJSENO DE JNSTALACJONES PARA EL TRATAMIENTO Y VERTIDO DEL FANGO 889 Bombas de diafragma. Las bombas de diafragma emplean una membrana flexible que se desplaza alternadamente, contrayendo y dilatando una cavidad cerrada (vease Fig. 12-5e). El flujo que entra en esta .cavidad se controla mediante vc:Hvulas, que pueden ser de bola o de clapeta. La capacidad de las bombas de diafragma se puede variar cambiando Ia longitud de Ia carrera del diafragma o el m1mero de oscilaciones por minuto. El aumento de Ia capacidad de Ia bomba y el suavizado de las pulsaciones del flujo se pueden conseguir disponiendo dos camaras de bombeo y utilizando ambos sentidos de oscilaci6n del diafragma para el bombeo. La capacidad y altura manometrica de las bombas de diafragma es relativamente reducida; la bomba de diafragma de accionamiento pneumatico de mayor capacidad pennite bombear 141/s a una altura de 14 m. Bombas de piston de alta presion. Las bombas de pist6n de alta presi6n se utilizan en aplicaciones en las que la altura manometrica es muy elevada, tales como el bombeo de fangos a larga distancia. Se han desarrollado varios tipos de bombas de pist6n para aplicaciones de alta presi6n, y su funcionamiento es similar al de las bombas de embolo. Las bombas de pist6n de alta presi6n utilizan pistones o membranas independientes para evitar el contacto de los sistemas de accionamiento con el fango. En la Figura 12-5f se muestra una bomba de pist6n de membrana. Las ventajas de este tipo de bombas son: (1) permiten bombear caudales relativamente pequefios a altas presiones (basta 13.800 kN/m 2); (2) permiten la circulaci6n de s6lidos gruesos, de tamaflo hasta el diametro de Ia conducci6n; (3) permiten trabajar con diferentes concentraciones de s6lidos, y (4) el bombeo se puede llevar a cabo en una sola etapa. Sin embargo, este tipo de bombas son muy caras. Bombas de pistones rotativos. Las bombas de pistones rotativos son bombas de desplazamiento positivo en las que dos 16bulos giratorios sincronizados impulsan ellfquido a traves de la bomba. La velocidad de rotaci6n y los esfuerzos tangenciales son pequeflos. En aplicaciones de bombeo de fangos, los 16bulos se construyen con metal duro o goma dura. Una de las ventajas de este tipo de bombas es que la sustituci6n de los l6bulos es menos costosa que la del rotor y del estator de las bombas de capacidad progresiva. Este tipo de bombas, como el resto de las bombas de desplazamiento positivo, precisa de protecci6n contra la obturaci6n de las tuberfas. Aplicaci6n de las bombas para los diferentes tipos de fango Los tipos de fangos a bombear son fangos primarios, fangos qufmicos, fangos procedentes de filtros percoladores y fangos activados, espesados y digeridos. Tambien, es necesario bombear la espuma que se acumula en diferentes puntos de las plantas de tratamiento. La aplicaci6n de las bombas a los diferentes tipos de fangos se resume en la Tabla 12-10. 890 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 12-10 Bombas a utilizar segun los tipos de fangos a Tipo de fango Bomba aplicable Basuras trituradas Se debe evitar el born- Se deben emplear eyectores pneumaticos. beo de basuras Arenas De v6rtice; centrffuga Espumas De pist6n; de cavidad Con frecuencia, Ia espuma se bombea por meprogresiva; diafragma; dia de bombas de fangos; para hacer esto posicentrffuga ble, se instalan valvulas en las conducciones de espumas y fangos. En plantas de grandes dimensiones, se utilizan bombeos independientes. Para asegurar cierta uniformidad de las espumas antes del bombeo, se suelen utilizar mezcladores de espumas. Fango primario De pist6n; centrffuga del Normalmente, es deseable obtener un fango tipo v6rtice; diafragma; tan concentrado como sea posible en los tande cavidad progresiva; ques de decantaci6n primaria, generalmente de embolos rotativos recogiendo el fango en las cuencas y born beando intermitentemente, dejando que el fango se recoja y consolide entre los perfodos de bombeo. El canicter del fango primario crudo varfa considerablemente, dependiendo de las caracterfsticas de los s6lidos del agua residual, de los tipos de decantador y su eficacia. Cuando Ia planta incluye tratamiento biol6gico, Ia cantidad de s6lidos procedentes de (1) fango activado en exceso; (2) humus de los tanques de sedimentaci6n secundarios de los filtros percoladores; (3) sobrenadantes de los digestores, y (4) el centrado o lfquido filtrado recirculado de las operaciones de deshidrataci6n, tambien afectani a las caracterfsticas del fango. En muchos casas, las caracterfsticas del fango no permiten el uso de bombas centrffugas inatascables convencionales. Precipitaci6n qufmica Las mismas que para el fango primario Fango digerido De pist6n; centrffuga del tipo v6rtice; de cavidad progresiva; de diafragma; de embolo de alta presi6n; de embolos rotativos Comentario El canicter abrasivo de Ia arena y Ia presencia de trapos hacen que las arenas sean diflciles de tratar. Para el uso de bombas de v6rtic~, se deben utilizar cerramientos e impulsores endurecidos. Tambien se pueden utilizar eyectores pneumaticos. El fango bien digerido es homogeneo, contiene del 5-8 por 100 de s6lidos y cierta cantidad de burbujas de gas, pero puede contener hasta el 12 por 100 de s6lidos. El fango mal digerido puede ser diffcil de manipular. Si el desbaste y desarenado son eficientes, se pueden utilizar centrffugas inatascables. DISENO DE INSTALACIONES PARA EL TRATAMIENTO Y VERTIDO DEL FANGO 891 TABLA 12-10 (Continuaci6n) Tipo de fango Fango de filtros percolares Bomba aplicable Centrffuga no atascable; de v6rtice; de cavidad progresiva; de pist6n; de diafragma Comentario El fango es generalmente homogeneo y puede bombearse facilmente Fango activado de retorno o en exceso Centrffuga no atascable; El fango es diluido y contiene 11nicamente s61ide cavidad progresiva; dos finos de tal modo que las bombas centrffude pist6n; de diafragma gas inatascables pueden ser utilizadas habituahnente. En el caso de bombas inatascables, se recomienda utilizar velocidades bajas para minimizar Ia ruptura de las partfculas floculentas. Fango espesado o concentrado De pist6n; de cavidad Para fangos concentrados, se suelen utilizar progresiva; de diafrag- bombas de desplazamiento positivo debido a rna; embolo de alta pre- su capacidad para generar el movimiento de Ia si6n; de emboles rotati- masa de fango. Tambien se pueden emplear vos bombas de v6rtice, pero su instalaci6n precisa Ia provisi6n de sistemas de lavado y diluci6n. " Adaptado parcialmente de Ia bibliograffa [42]. Determinacion de Ia perdida de carga La perdida de carga que se produce en el bombeo de fango depende de las propiedades de flujo del fango (reologfa), del di99,99 99,97 99,23 >99,99' >99,99 99,98 >99,99 99,99 >99,99 >99,99 96,50 99,00 98,09 98,99 99,93 99,72 >99,99 >99,99 99,98 >99,99 >99,99 99,96 99,72 >99,99 >99,99 99,98 >99,99 >99,99 >99,99 >99,99 >99,99 >99,99 >99,99 99,96 >99,99 >99,99 >99,99 99,96 97,43 98,78 94,03 96,46 98,48 99,19 98,06 93,44 88,73 b >99,99 96,15 Estanques de jacintos de agua 93,61 99,99 99,99 99,99 99,99 99,99 99,99 85,71 82,27 90,75 75,00 99,99 91,49 80,65 80,95 66,67 99,99 " Adaptado de Ia bibliograffa [19, 43]. h Datos no disponiblcs. de infiltraci6n nipida, que contemplan el flujo del agua residual a traves del terreno, permiten la eliminaci6n completa de los microorganismos del agua percolada. En los suelos de textura media a fina, normalmente empleados en los sistemas de regadfo, la eliminaci6n total de los microorganismos presentes se puede conseguir con 1,5 m de transporte. En los sistemas de infiltraci6n nipida, son necesarias mayores distancias de transporte, siendo el recorrido necesario funci6n de la penneabilidad del suelo y de la carga hidniulica aplicada [40]. Las restantes formas de tratamiento natural permiten reducir las concentraciones de microorganismos en varios 6rdenes de magnitud pero, en SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1069 general, no consiguen rendimientos de eliminaci6n suficientes para eliminar la necesidad de desinfecci6n en lugares en los que los efluentes deban cumplir con limitaciones relativas al n(nnero de bacterias. Salud Publica Los aspectos de la Salud Publica relacionados con la aplicaci6n del agua residual al terreno son: (1) los agentes bacteriol6gicos y la posible transmisi6n de enfermedades a formas biol6gicas superiores, incluyendo los seres humanos; (2) las especies qufmicas que pueden alcanzar las aguas subterraneas y plantear problemas para la salud si se ingieren, y (3) la calidad de los cultivos cuando estos se riegan con efluentes de agua residual. Agentes bacteriologicos. La supervivencia de bacterias pat6genas y virus en las pequeflas gotas de aerosol pulverizadas sobre y en el suelo, y sus efectos sobre los trabajadores, han sido objeto de considerable atenci6n [17, 24, 25]. Es importante destacar que cualquier conexi6n entre los pat6genos aplicados al teneno a traves del agua residual y la contracci6n de enfermedades por animales o seres humanos requiere una larga y compleja cadena de sucesos epidemiol6gicos. No obstante, estas cuestiones se han planteado, el problema subsiste, y es necesario adoptar precauciones a la bora de tratar la posible transmisi6n de enfermedades. Los aspersores empleados para aplicar los efluentes producen una neblina que puede ser transportada por las corrientes de aire. Las gotas de niebla que son extremadamente pequeflas, tanto en masa como en dimensiones, reciben el nombre de aerosoles. Los aerosoles son diminutas gotas de lfquido de tipo coloidal que son transportadas por el aire (0,01 a 50 micras de diametro). Los aerosoles generados a partir de un agua residual inadecuadamente desinfectada pueden contener bacterias y virus activos. Sin embargo, se ha podido constatar, a partir de ensayos de trazado con fluorescefna, que la formaci6n de aerosoles s6lo se produce, aproximadamente, en el 0,3 por 100 del agua residual con que se realiza la aspersi6n [25]. Los estudios sobre aerosoles y transporte de neblinas se han llevado a cabo empleando agua residual cruda y efluentes secundarios desinfectados [25]. A pesar de que las bacterias alcanzaban mayores distancias en aerosoles de aguas residuales no desinfectadas, las distancias maximas observadas variaban entre 30 y 200m. Generalmente, el transporte de bacterias por el viento aumenta cuanto mayor es la humedad relativa y la velocidad del viento y con los descensos de temperatura y radiaci6n ultravioleta. Para estimar la concentraci6n de organismos procedentes de aerosoles en las zonas afectadas por la direcci6n del viento, se ha desarrollado un modelo empfrico de predicci6n [19]. La necesidad de disponer de zonas de amortiguaci6n o proceder a la desinfecci6n para minimizar los riesgos para la salud publica originados por los aerosoles se debe evaluar considerando, caso por caso, los siguientes factores: (1) e1 grado de acceso publico al Iugar; (2) las dimensiones de la zona 1070 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES regada; (3) la posibilidad de disponer de zonas de amortiguaci6n o de plantaci6nes de arboles y arbustos, y (4) las condiciones climaticas preponderantes. La necesidad de zonas de amortiguaci6n suele venir definida por las agendas reguladoras. Normalmente, se suelen exigir distancias de 15 a 60 m a carreteras, lindes de propiedades y edificios. La alternativa a las zonas de amortiguaci6n incluye la plantaci6n de arboles, el uso de sistemas de aspersores de flujo descendente o con trayectorias poco elevadas y, en presencia de vientos fuertes, suspender la aspersi6n o regar, unicamente, las zonas interiores del emplazamiento. Calidad del agua subterranea. Los sistemas en los que parte del agua residual percola en el terrene hasta las aguas subterraneas que se emplean, o que se pueden emplear, para el abastecimiento de agua potable (principalmente sistemas de baja carga y de infiltraci6n rapida), se deben disefiar y explotar de modo que se mantenga la calidad de las aguas subterraneas receptoras que se establece en las normas de la U.S. EPA para las aguas potables [39]. Dado que el nitrate es el agente causante de la metahemoglobinemia en los nifios, en la normativa de aguas potables, su concentraci6n esta limitada a 10 mg/1 de nitrate como nitr6geno. Para mantener este nivel, es necesario asegurar que las operaciones de pretratamiento y tratamiento natural permitan una eliminaci6n de nitr6geno suficiente. Los metales aplicados a los sistemas naturales no representan una amenaza para la calidad de las aguas subterraneas ya que los elementos de traza se suelen eliminar de las aguas percoladas mediante adsorci6n o precipitaci6n qufmica en los primeros metros de suelo, incluso en sistemas de infiltraci6n rapida. En estudios realizados acerca de los efectos a largo plazo de la aplicaci6n de agua residual al terrene, se ha podido constatar que la concentraci6n de metales no experimenta aumentos notables por encima de los valores normales en suelos de uso agrfcola [19]. La eliminaci6n bacteriana de los efluentes que circulan a traves de los suelos finos es practicamente completa; este hecho tambien se puede hacer extensive a los suelos arenosos gruesos empleados en los sistemas de infiltraci6n rapida. La roca fracturada o los karsts pueden proporcionar una vfa de circulaci6n para las bacterias, permitiendo su desplazamiento decenas de metros desde el punto de aplicaci6n. Esta situaci6n se puede evitar llevando a cabo exploraciones geol6gicas adecuadas durante la fase de selecci6n del emplazamiento. Calidad de los cultivos. Los metales de trazas quedan retenidos en el suelo y en los sedimentos de los sistemas de tratamiento natural y estan disponibles para su asimilaci6n por parte de las plantas. Desde el punto de vista de la salud publica, el metal que merece mayor atenci6n es el cadmio. El cadmio se puede acumular en las plantas hasta alcanzar niveles t6xicos para animales y para el ser humane, siendo estos niveles inferiores a los niveles t6xicos para las propias plantas (phytot6xicos). Como consecuencia de ello, el cadmio es uno de los constituyentes limitantes mas importantes en la determinaci6n de las cargas de fango aplicables en terrenos de uso agrfcola (vease Cap. 12). Para la SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1071 mayorfa de las aplicaciones del agua residual, la acumulaci6n de cadmio no representa un problema serio. El seguimiento de un emplazamiento de Melbourne, Australia, que ha estado recibiendo agua residual durante 76 afios, ha permitido constatar que, en comparaci6n con plantas creeidas en una zona de control en la que no se recibfa agua residual, no se ha producido ningun incremento importante de cadmio en las plantas [17]. Las plantas no asimilan otros metales que merecen especial atenci6n (como el plomo), o estos resultan phytot6xicos a niveles muy inferiores a las concentraciones que pueden constituir riesgos t6xicos dentro de la cadena alimenticia (p.e. cine, cobre y nfquel). 13.3 SISTEMAS DE BAJA CARGA El proyecto de sistemas de baja carga es un proceso que consta de dos etapas: disefio preliminar, y proyecto constructivo. Una vez definidas las caracterfsticas del agua residual y la normativa aplicable, se inicia la etapa de disefio preliminar. Los puntos clave de esta fase, resumidos en la Tabla 13-6, se analizan en esta secci6n. La etapa de proyecto constructivo comprende el dimensionamiento y distribuci6n espacial de los componentes individuales del sistema, entre los que se hallan las conducciones o canales de distribuci6n, sistemas de aspersi6n, y sistemas de drenaje. Estos aspectos del proyecto constructivo se pueden desarrollar empleando los procedimientos de disefio de los sistemas de riego convencionales descritos en la bibliograffa [7, 14, 33-37]. En la bibliograffa tambien se pueden hallar mas detalles acerca del disefio de sistemas de regadfo [16, 18, 40]. En la Figura 13-8 se indican las relaciones entre los diferentes aspectos fundamentales en el disefio de sistemas Tipo 1 y sistemas Tipo 2. IEvaluacion y eleccion del emplazamiento Las principales caracterfsticas

del emplazamiento y los criterios generales empleados para la elecci6n de un emplazamiento se indican en la Tabla 13-7. La permeabilidad y altura de la columna de suelo basta alcanzar las aguas subterraneas, y la presencia de un estrato impermeable o de roca, son, normalmente, las caracterfsticas mas importantes a la hora de determinar la
aptitud de un terreno para la instalaci6n de un sistema de baja carga. La permeabilidad vertical, o conductividad hidraulica, bajo condiciones de saturaci6n del estrato u horizonte mas restrictivo del terreno, determinani las cargas hidraulicas admisibles en los sistemas Tipo 1, y afectani a los tipos de cultivos que se pueden disponer y la elecci6n y
disefio de los sistemas de distribuci6n. Los suelos con permeabilidades medias, 5 a 50 mm/h, son los mas adecuados para la instalaci6n de sistemas de baja carga, ya que proporcionan el mejor equilibrio entre la retenci6n de los constituyentes del agua residual y la facilidad de drenaje. Este intervalo de permeabilidades suele estar asociado a suelos
de textura media clasificados entre arcillas, margosas y margas arenosas. Los suelos de permeabilidades bajas se asocian a suelos de textura fina (arcillas) y suelos con estratos inferiores cementados. El potencial de renovaci6n del TABLA 13-6 Etapas principales del proyecto de sistemas de tratamiento naturales Sistemas de baja carga 1. Evaluacion
y seleccion del emplazamiento 2. Determinacion del nivel de pretratamiento 3. Seleccion del cultivo 4. Seleccion del sistema de distribucion 5. Determinacion de las cargas de aplicacion 6. Determinacion de la superficie necesaria 7. Determinacion de los volumenes de almacenamiento necesarios 8. Determinacion de las necesidades de seguimiento
Sistemas de infiitraci6n nipida 1. Evaluacion y seleccion del emplazamiento 2. Determinacion del nivel de pretratamiento 3. Seleccion del metodo de distribucion 4. Determinacion de la carga hidniulica de proyecto 5. Determinacion del ciclo operative de proyecto 6. Determinacion de la superficie necesaria 7. Distribucion espacial de la zona de
infiltracion 8. Distribucion espacial y dimensionamiento del sistema de recuperacion del efluente 9. Determinacion de las necesidades de almacenamiento 10. Determinacion de las necesidades de seguimiento Sistemas de riego superficial 1. Evaluacion y seleccion del emplazamiento 2. Determinacion del nivel de pretratamiento 3. Seleccion del
metodo de distribucion 4. Determinacion de los parametres de disefio 5. Determinacion de las necesidades de almacenamiento 6. Calculo de la superficie necesaria 7. Distribucion espacial de los elementos del sistema 8. Seleccion de Ia cubierta vegetal 9. Proyecto detallado de los componentes del sistema 10. Determinacion de las necesidades de
seguimiento Terrenos pantanosos artificiales y sistemas de plantas acmiticas 1. Evaluacion y seleccion del emplazamiento 2. Determinacion del nivel de pretratamiento 3. Seleccion y gestion de la vegetacion 4. Determinacion de los parametros de disefio 5. Medidas de control de vectores 6. Proyecto detallado de los componentes del sistema 7.
Determinacion de las necesidades de seguimiento ...L 0 "'' 1\) zG) m z m JJ)> 0 m)> G) c fn JJ m en B c)> r m en SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES Normativas reguladoras Caracterfsticas . del agua residual Caracterfsticas . del emplazamiento 1073 Aspectos econ6micos Selecci6n del cultivo Pretratamiento + Selecci6n del sistema de
distribuci6n Sistemas tipo 1 Sistemas tipo 2 t + Velocidad de percolaci6n de proyecto ~ "'c : Qi c. Necesidades de riego + 0 Carga hidraulica de proyecto C Q) "' i5 . I Carga de nitrogeno t hidraulica ,---.' Carga de proyecto .l Superficie t Necesidades ~-------------------~~. de . ; almacenam1ento . . Necesidad i de zonas ,-, de amortiguaci6n r Necesidades ---
------- ~=::,::,---~ -- ~- --- t-- ~-----~--~~,~~:,::--- ------deriego 0 1 deriego L_. ! Dimensionamiento : , y distribuci6n es- ~ 0:. de terrene .+ , Sistema 1 pacialdrstema . . I ;___j l 1 Drenaje Drenaje _t ______J_~~~~~~~~~-~-------~~~~~~~~-~ ____:_:~~s~~:~~~--------FIGURA 13-8 Diagrama de actividades que ilustra los aspectos fundamentales para el
proyecto de sistemas de baja carga [16]. 1074 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 13-7 Caracterfsticas del emplazamiento y criterios de selecci6n en sistemas de baja carga Aptitud Caracteristica Suele pH ESP,% EC, mmhesjcm Permeabilidad, mm/h Prefundidad hasta el nivel freatice, m Pendiente Use del terrene Hidrelegfa Optima
Conveniente Pobre 5,5-8,4 30 en emplazamientos no cultivados. d Con clcvados niveles de pretratamiento, se puede llevar a cabo el ricgo de cspacios verdes y campos de golf. agua residual de dichos suelos es excelente, pero las cargas hidraulicas admisibles son limitadas y el control de los cultivos es complicado. Los suelos de permeabilidad baja son
mas adecuados para los sistemas de riego superficial. Los suelos con elevadas permeabilidades se asocian a suelos de textura gruesa (arenas). Este tipo de suelos permite transmitir gran cantidad de agua, raz6n por la cual se pueden aplicar cargas hidraulicas elevadas. Sin embargo, la capacidad de retenci6n de humedad de los s6lidos gruesos es
limitada, lo cual dificulta el control de los cultivos. Los emplazamientos con terrenos gruesos suelen ser mas indicados para los sistemas de infiltraci6n rapida, a pesar de que en terrenos arenosos resulta posible realizar plantaciones de arboles y otras especies de rafces profundas. La capacidad de renovaci6n de los s6lidos gruesos es limitada y puede
limitar la carga hidraulica admisible, mas por causa de factores de disefio limitativos que por aspectos relacionados con la permeabilidad. Para Ia retenci6n de los componentes del agua residual, la acci6n bacteriana y el desarrollo de las rafces, es importante que la altura de la columna de suelo antes de alcanzar las aguas subterraneas o los estratos
rocosos inferiores sea Ia adecuada. Para el tratamiento del agua residual es necesario disponer de una profundidad mfnima de 0,9 a 1,2 m, peio para cultivos de rafces profundas se necesitan profundidades mayores. Para profundidades menores, sera necesario disponer un sistema de drenaje inferior. Los suelos de pHs bajos o altos (suelos acidos o
alcalinos), y los suelos de elevada conductividad electrica (CE) (suelos salinas), pueden limitar el creci- SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1075 miento de muchos cultivos, mientras que suelos con elevado porcentaje de intercambio de sodio (ESP) (suelos s6dicos) pueden ver reducida su permeabilidad. Sin embargo, estas caracterfsticas
qufmicas se pueden modificar mediante la aplicaci6n de tecnicas de recuperaci6n, si resultan econ6micamente justificables [16]. Tambien, es posible elegir cultivos resistentes frente a condiciones del suelo adversas (vease Caracterfsticas de los cultivos). En el caso de terrenos cultivados, la pendiente se deberfa limitar a valores en torno al 15 por
100 o inferiores. En terrenos no cultivados, tales como pastos, se pueden disponer pendientes mayores en funci6n de la maquinaria agrfcola a emplear. Mediante sistemas de aspersi6n se ha conseguido regar satisfactoriamente terrenos forestales con pendientes de hasta el 40 por 100. El emplazamiiento ideal para un sistema de baja carga deberfa
estar situado en una zona no susceptible de inundaci6n y en la que el acceso publico este controlado. En el caso de sistemas de baja carga en los que no resulte posible controlar el acceso publico, como es el caso de la irrigaci6n de parques, campos de golf y espacios verdes interurbanos, la protecci6n de la salud publica obligant a practicar un
elevado grado de desinfecci6n. Elecci6n de los cultivos La elecci6n del tipo de cultivo suele ser el primer paso en el proceso de disefio preliminar, ya que la mayorfa de las restantes decisiones asociadas al proyecto senin funci6n del tipo de cultivo seleccionado. Para seleccionar un cultivo adecuado a las condiciones locales del emplazamiento, puede
ser util consultar a granjeros locales, asesores agrfcolas o especialistas agr6nomos. Principios basicos para Ia seleccion del cultivo. Los cultivos mas adecuados para los sistemas Tipo 1 son aquellos que presentan una elevada capacidad de asimilaci6n de nutrientes, alto consumo del agua, elevada tolerancia a la humedad del suelo, baja sensibilidad a
los constituyentes del agua residual, y mfnimas necesidades de control. Los cultivos que reunen todas o la mayorfa de estas caracterfsticas incluyen algunos forrajes perennes y turbas, ciertas especies arb6reas, y algunos cultivos agrfcolas. Los forrajes que se han empleado con resultados satisfactorios incluyen las especies phalaris, arundinacia,
raigras, raigras Italiano, cynodon dactilon, bromus, y el cesped de grama. Los cultivos arb6reos mas comunes empleados en los sistemas de Tipo 1 son combinaciones de pinos y confferas. Las posibles especies a utilizar incluyen los chopos, fraxinus, prunus, robinia, genus cercis, catalpa comun, ulmus parvifolia, pino blanco, eucalipto y sauce. Los
cultivos de campo empleados en sistemas Tipo 1 cuando el suelo esta bien drenado y el agua subterranea se halla por debajo de la profundidad de arraigamiento incluyen el mafz, el sorgo, y la cebada. En los sistemas Tipo 2 se puede utilizar una selecci6n de cultivos mas amplia, ya que no se aplica agua en exceso. Por lo tanto, a los cultivos indicados
para los sistemas Tipo 1 se deben afiadir todo tipo de cultivos de forraje, como los cultivos leguminosos (alfalfa, trebol), la mayorfa de los culti- 1076 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES vos de campo (algod6n, soja, y cereales), y algunos cultivos frutales como los cftricos, manzanos, o uvas. Caracteristicas de los cultivos. Las caracterfsticas de los
cultivos de mayor relevancia incluyen la capacidad de asimilaci6n de nutrientes, el consumo de agua y Ia tolerancia a la salinidad. Asimilaci6n de nutrientes. La capacidad de asimilaci6n de nutrientes de un cultivo no es un valor fijo; depende de Ia productividad del cultivo y del contenido de nutrientes en la epoca de cosecha. De acuerdo con ello, las
eliminaciones de nutrientes estimadas en proyecto se deberfan basar en los objetivos de producci6n de los cultivos y en el contenido de nutrientes observado a partir de Ia experiencia local en terrenos similares. En Ia Tabla 13-8 se indican las tasas anuales de asimilaci6n tfpicas de varios cultivos comunes. En cultivos forestales, para conseguir los
rendimientos de eliminaci6n de nitr6geno indicados en la Tabla 13-8, es necesario arrancar completamente los arboles. Si s6lo se retiran del sistema los troncos y ramas susceptibles de ser comercializados, Ia cantidad neta de nitr6geno eliminada sera inferior al 30 por 100 de la cantidad almacenada en Ia biomasa. Consumo de agua. El consumo de
agua por parte de plantas tambien recibe el nombre de evapotranspiraci6n (ET). La evapotranspiraci6n es un parametro importante en la ecuaci6n de balance hfdrico que se emplea para realizar los calculos hidraulicos. El uso consuntivo del agua varfa con las caracterfsticas ffsicas y Ia etapa de crecimiento del cultivo, el nivel de humedad y el clima
local. La evapotranspiraci6n potencial o evapotranspiraci6n de referenda (ET 0 , definida como la velocidad de ET de una superficie extensa de hierba corta bien humeda) se puede emplear como estimaci6n directa de la ET de un pasto uniforme de cultivos de forraje perennes. En la Tabla 13-9 se indican los val ores estimados de ET 0 para diferentes
dimas. Las estimaciones de Ia ET de arboles de hoja perenne son entre un 10 y un 30 por 100 superiores. Los valores estimados de la evaporaci6n en lagos y superficies humedas yermas son un 5-15 por 100 superiores al valor de ET0 , en funci6n de la humedad y de las condiciones e6licas [16]. En el casos de cultivos de cosecha anual, los valores de
ET varfan notablemente, en funci6n de Ia zona y de las fechas de siembra y de cosecha. Para Ia obtenci6n de valores estimados de la ET de cultivos de ciclo anual, es conveniente consultar a asesores agrfcolas locales. Tolerancia a Ia salinidad. El agua residual regenerada suele contener mayores niveles de salinidad que el agua disponible para el
riego. La salinidad se debe controlar por medio de un drenaje y lixiviado adecuados, o, tambien, se puede optar por seleccionar cultivos que toleren los elevados niveles de salinidad previstos (vease tambien el analisis del Cap. 16). La sensibilidad a la salinidad de los cultivos seleccionados, expresada en funci6n de la conductividad electrica, se indica
en Ia Tabla 13-10. Para mayor informaci6n acerca de los fndices de tolerancia de varios cultivos agrfcolas, consultese Ia bibliograffa [12, 16]. SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1077 TABLA 13-8 Con sumo de nutrientes de diversos cultivos a Consumo de nutrientes, kglha aiio Cultivo Cultivos de forraje Alfalfa b Bromus Gram a Kentucky
bluegrass Quack grass Reed cannary grass Raign1s Trebol Festuca Orchard grass Cultivos de campo Cebada Mafz Algod6n Sorgo Patatas Soja b Trigo Zonas forestales Zona Este Mezcla de arces, nogales, tecas Pino rojo Confferas blancas Zonas replantadas Zona Sur Mezcla de arces, nogales, tecas Pino sureno c, sin maleza Pino sureno c, con mezcla
Zona de los Grandes Lagos Mezcla de arces, nogales, tecas Poblaciones hfbridas d Zona Oeste Poblaciones hfbridas d Plantaciones de confferas Nitr6geno F6sforo Potasio 225-538 130-225 393-673 202-269 236-281 237-449 202-281 178 152-325 258-281 23-37 40-56 34-45 45 31-46 41-45 62-84 18 30 23-56 174-225 247 225 202 275 312 269-325 101
300 253-353 71 174-193 74-112 135 230 106-144 56-91 17 19-28 14 16 23 13-21 17 23 108 39 70 247-323 33-54 21-5 219 112 281 281 337 220 320 112 157 303-404 152-247 " [40]. h Las legumbres pueden fijar el nitr6geno atmosferico. c La especie de pino representativa de Ia vegetaci6n del sur es el pino loblolly. d Rotaciones corlas con cosechas
cada 4-5 ailos; representa el primer ciclo de crecimiento a partir de Ia siembra .. 1078 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 13-9 Tasas de evapotranspiraci6n mensual potencial en diferentes puntos geograficos a Valor, em Paris, Mes TX Central, MO Enero Febrero Marzo Abril Mayo Junio Julio Agosto Septiembre Octubre Noviembre
Diciembre 1,5 1,5 3,5 6,8 9,8 14,5 15,8 16,0 9,5 6,3 2,8 1,5 0,8 1,3 3,0 6,5 10,8 14,3 16,8 15,0 10,3 6,3 2,5 1,0 Brevard, NC Jonesboro, GA Hanover, NH Sea brock, NJ Central valley CA Southern desert CA 0,3 0,3 3,0 4,5 7,5 10,0 11,3 10,3 7,3 4,5 1,5 0,3 1,3 1,3 2,0 5,8 10,8 14,5 15,5 14,8 10,8 5,8 2,5 3,8 0,0 0,0 0,3 0,3 2,0 4,0 7,3 11,3 13,8 13,5 9,8
4,8 2,0 0,3 2,8 4,5 7,5 11,5 14,5 18,3 19,8 16,8 13,0 8,5 4,0 2,5 6,8 9,0 14,8 19,0 25,3 28,5 29,0 24,0 21,3 15,8 8,8 5,0 2,8 8,0 12,8 13,5 11,8 7,3 4,0 2,0 0,0 " [16]. TABLA 13-10 Reducci6n esperable de Ia producci6n de cultivos de forraje y de campo debida a Ia elevada conductividad electrica de las aguas de riego a Valores de Ia EC en mmho/cm para
una reduccion de Ia produccion del cultivo de Cultivo Cultivos de forraje Alfalfa Gram a Trebol Mafz (forraje) Orchard grass (Dactylis glomerata) Raignis perenne Festuca Veza Tall wheat grass (Agropyron) Cultivos de campo Cebada Mafz Algod6n Patatas Soja Remolacha Trigo 0% 25% 100% 2,0 6,9 1,5 1,8 1,5 5,6 3,9 3,0 7,5 5,4 10,8 3,6 5,2 5,5 8,9
8,6 5,3 13,3 15,5 22,5 10,0 15,5 17,5 19,0 23,0 12,0 31,5 8,0b 1,7 7,7 1,7 5,0 7,0 6,0b 13,0 3,8 13,0 3,8 6,2 11,0 9,5 28,0 10,0 27,0 10,0 10,0 24,0 20,0 [1]. El valor de EC no debe ser superior a 4 debido a que cl trigo y Ia cebada son mcnos tolerantcs durante Ia fuse de germinacion y sicmbra. n h SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1079
Tratamiento previo a Ia aplicaci6n El tratamiento en sistemas de baja carga se debe considerar como un proceso unitario a combinar con otros procesos para conseguir un sistema de tratamiento completo del agua residual. El tratamiento previo a la aplicaci6n es necesario por una serie de razones que incluyen la protecci6n de la salud publica, el
control de condiciones desagradables, las limitaciones de los sistemas de distribuci6n, la reducci6n de la presencia de constituyentes limitantes del agua residual, y aspectos relacionados con el terreno y los cultivos. El grado de tratamiento previo puede variar desde el tratamiento primario al avanzado y depende del tipo de sistema de baja carga
empleado. Para los sistemas de Tipo 1, el tratamiento previo deberfa ser el mfnimo necesario para asegurar que no se presenten riesgos para la salud publica ni se produzcan condiciones desagradables. Para este tipo de sistemas, el pretratamiento mfnimo recomendado es el tamizado y la sedimentaci6n primaria. Los sistemas de Tipo 2 estan
disefiados para favorecer la reutilizaci6n del agua residual y requieren mayor flexibilidad en el manejo de la misma. Ello hace que los sistemas Tipo 2 requieran un nivel de tratamiento previo a la aplicaci6n mas elevado. El nivel de tratamiento previo necesario para la irrigaci6n de cultivos se basara, normalmente, en las normas de protecci6n de la
salud publica estatales o recomendaciones estatales. Las normas que especifican el grado de tratamiento previo a la aplicaci6n en sistemas naturales varfan de un estado a otro y dependen del tipo de cultivo, del uso previsto para el mismo, del grado de contacto del publico con el agua residual aplicada, y del metodo de aplicaci6n. Por ejemplo, para el
riego de cultivos que puedan ser ingeridos crudos por el hombre, puede que se precise el tratamiento secundario o avanzado del agua residual, o puede que el uso de agua residual para la irrigaci6n de esta clase de cultivos este totalmente prohibido. Metodos de distribuci6n En los sistemas de Tipo 2, el sistema de distribuci6n del agua residual se
selecciona en las primeras etapas del disefio preliminar, ya que la eficiencia de aplicaci6n del sistema de distribuci6n constituye un parametro de disefio importante en los calculos de las necesidades de totales de riego. Los sistemas de distribuci6n se pueden clasificar en tres grandes categorfas: aspersi6n, riego superficial, y por goteo. En la Tabla
13-11 se indican los tipos especfficos de sistemas de aspersi6n y de riego superficial junto con las condiciones que hacen adecuada su utilizaci6n y sus eficiencias de aplicaci6n. Los sistemas de aspersi6n constituyen el metodo de distribuci6n de uso mas comun, debido a que los aspersores se pueden adaptar a una amplia gama de suelos y condiciones
topogrnficas, y a que se pueden emplear para diversos tipos de cultivos. Los sistemas de aspersi6n fijos, tambien llamados sistemas rfgidos, se pueden instalar sobre la superficie del terreno o enterrados bajo el mismo. Ambos tipos suelen consistir en aspersores Sistemas de aspersion. ..... 0 (X) TABLA 13-11 0 Tipos de sistemas de distribuci6n y
condiciones recomendadas para su uso a z (j) Eficiencia en Ia aplicaci6n b m ~ m JJ 5> % m Aptitud y condiciones de uso Sistema de distribuci6n Sistemas de aspersion Transportable a mano Cultivos Topografia Suelo 0)> (j) c en JJ m en 0 c)>)> Pastos, grano, alfalfa, vifiedos, verduras y cultivos de campo de bajo crecirniento Todos aquellos con
altura inferior a 0,90 rn Pendiente maxima: 20 % Velocidad de infilraci6n minima: 2,5 rnrnjh Capacidad de retenci6n de agua: 7,5 ern Pendiente maxima: 15% Velocidad de infiltraci6n minima: 2,5 rnrnjh Capacidad de retenci6n de agua: 7,5 ern Estructura fija Sin restricci6n Sin restricci6n Velocidad de infiltraci6n minima: 1,25 rnrnjh Pivote central o
tuberfa m6vil Todo tipo de cultivos excepto arboles Pendiente maxima: 15% Cafi6n de riego Pastos, grano, cultivos de campo, verduras Pendiente maxima: 15% Velocidad de infiltraci6n minima: 7,5 rnrnjh Capacidad de retenci6n de agua: 5,0 ern Velocidad de infiltraci6n minima: 7,5 rnrnjh Capacidad de retenci6n de agua: 5,0 ern Sobre ruedas Agua
Cantidad: NR Calidad: las aguas con elevadas cantidades de SDT pueden provocar !a marchitez de las hojas Cantidad: NR Calidad: vease cornentario anterior 70-80 Cantidad: NR Calidad: vease cornentario anterior Cantidad: precisa caudales elevados Calidad: vease cornentario anterior Cantidad: 400-4.000 !/min por unidad Calidad: vease
cornentario anterior 70-80 r 70-80 70-80 70-80 m en Sistemas superficia!es Amelgas inclinadas de hasta 4,5 m de anchura Pastos, grano, alfalfa, viiiedos Pendiente maxima: 7% Pendiente transversal: 0,2% Amelgas inclinadas de hasta 30m de anchura. Pastos, grano, alfalfa Pendiente maxima: 0,5-1% Pendiente transversal: 0,2 % Riego por canteros (a
nivel) Grano, cultivos de campo, arroz Surcos rectos Surcos de borde en pendiente Sistemas de goteo 3 b c d Verduras, cultivos en lfnea, viiiedos Verduras, cultivos en lfnea, viiiedos Viiiedos, verduras, plantaciones Velocidad de infiltracion mfnirna: 7,5 mmfh Velocidad de infiltracion maxima: 150 mm/h Velocidad de infiltracion mfnirna: 7,5 mmfh
Velocidad de infiltracion maxima: 150 mm/h Profundidad: suficiente para Ia pendiente establecida Cantidad: caudales moderados 65-85 Cantidad: no restringida 65-85 Pendiente maxima: horizontal Pendiente transversal: 0,2 % VI mfnirna: 2,5 mmfh VI maxima: 150 mm/h Profundidad: suficiente para Ia pendiente establecida Cantidad: caudales
moderados 75-90 Pendiente maxima: 3% Pendiente transversal: 10% (peligro de erosion) VI mfnima: 2,5 mmfh VI mfnirna: no restringida en el caso de que Ia longitud de los surcos se adecue a Ia tasa de asirnilacion. Profundidad: suficiente establecida Cantidad: caudales moderados Pendiente maxima: 8 % Ondulada Pendiente transversal: 10%
(peligro de erosion) VI mfnirna: 2,5 mmjh VI mfnirna: no restringida en el caso de que lidongitud de los surcos se adecue a Ia tasa de asimilacion. Precisa suelos no fisurables Cantidad: caudales moderados Sin restriccion VI mfnirna: 0.5 mmfh Cantidad: no restringida (/) (j) -l 70-85 m s:::)> (/) 0 m -l JJ ~ 70-85 s::: z iTi -l 0 z ~ c 70-85 JJ r)> m (/) :0
[40]. En los sistemas superficiales, se SlJ5lone una buena gesti6n y en Ia recirculaci6n de Ia escorrentfa superficial. VI = Velocidad de infiltraci6n. NR = No restringida. ...1. '~ ...1. 1082 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES de impacto montados sobre unos tubos dispuestos espaciados a lo largo de las tuberfas de distribuci6n conectadas a las
tuberfas principales. Estos sistemas se pueden adaptar a una gran variedad de terrenos y se pueden emplear tanto para el riego de tierras cultivadas como de bosques. En los sistemas situados sobre la superficie del terreno, normalmente se suele emplear una tuberfa de aluminio m6vil (Fig. 13-9). La distribuci6n mediante aspersores presenta la
ventaja de un coste relativamente bajo, pero se dafia facilmente, tiene una vida util corta debido a la corrosi6n, y se debe extraer durante las operaciones de siembra y de cosecha. Los sistemas enterrados suelen ser los sistemas de riego mas caros de instalar. Por otra parte, son los sistemas mas fiables y los mas adecuados para el control automatico.
Existen varios sistemas de aspersi6n m6viles, incluidos el sistema de pivote central, el de rueda m6vil, y el de tuberfa m6vil. El sistema de pivote central, que consiste en un tubo de distribuci6n apoyado sobre unos soportes con ruedas que giran alrededor de un punto, es el mas ampliamente empleado de estos sistemas de distribuci6n (Fig. 13-10).
FIGURA 13-9 Sistemas de riego mediante aspersores Hpicos. Sistemas de aplicaci6n superficial. Los dos principales tipos de sistemas de aplicaci6n superficial son el riego por surcos y el riego por amelgas (graded border), ilustrados en la Fig. 13-2. En el riego por surcos, el efluente fluye por gravedad a traves de los surcos, desde los cuales se infiltra
en el terreno Generalmente, el agua se aplica a los surcos utilizando una tuberfa de aluminio provista de una serie de orificios, como se muestra enla Fig. 13-11, o mediante sifones conectados a una acequia. En el riego por amelgas, se preparan en el suelo unas ondulaciones paralelas a la direcci6n de la pendiente. En la Tabla 13-12 se presenta
informaci6n tfpica de proyecto para este tipo de sistemas. Sistemas de aplicaci6n por goteo. El riego por goteo consiste en una red de tuberfas de distribuci6n en las que el agua se suministra por unos pequefios emisores situados cerca de la base de las plantas que se pretende regar. Los sistemas de goteo no se suelen emplear en los sistemas de baja
carga puesto SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1083 FIGURA 13-10 Sistema de irrigaci6n de pivote central. (a) (b) FIGURA 13-11 Tuberfa de aluminio con compuertas utilizada para Ia distribuci6n del agua residual: (a) vista general de una instalaci6n tipica, y (b) detalle del emisor regulable. que el agua suministrada debe ser siempre
limpia para evitar Ia obturaci6n de los emisores. La necesidad de un agua de elevada calidad precisa un grado de pretratamiento, asimismo, muy elevado, que debe ser econ6micamente justificable. Los filtros de arena intern,1itentes y con recirculaci6n se han empleado, como se describe en el Capitulo 14, para producir efluentes aptos para Ia
aplicaci6n mediante sistemas de goteo. 1084 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 13-12 Detalles de disefto tfpicos de los sistemas de aplicaci6n superficial en sistemas de baja carga Valor Elemento Intervalo Tipico Sistema de surcos Topograffa" Dimensiones Longitud del surco, m Espacio entre surcos, m b Aplicaci6n c Tipo de tubo
Longitud del tubo, m Perfodos de descanso Entre relativamente Ilana y pendientes moderadas 180-420 6-24 Aluminio perforado 24-30 Hasta 6 semanas 7-14 d 6-30 0,2-0,4 180-420 12-18 0,3 Sistema por inundaci6n Dimensiones de los bordes" Anchura, m Pendiente, % Longitud, m Metodo de distribuci6n" Zanja revestida de hormig6n, tuberfa
enterrada o tuberfa de aluminio perforada Perfodos de descanso en Ia aplicaci6n Hasta 6 semanas Tasa de aplicaci6n por metro de anchura r Arcilla, 1/m s Arena, 1/m s 2-4 5-10 7-14 d 2,7 8,3 " El riego por surcos se puede utilizar en terreno relativamente llano (pendiente inferior a! I por 100) con surcos trazados en Ia direcci6n de Ia pendiente, o en
terrcno con pendicnte moderada con surcos trazados siguiendo las curvas de nivel. " El espacio entre surcos depende del tipo de cultivo. ' Para minimizar el diamctro de Ia tuberfa y las perdidas de carga en Ia misma, es preferible emplear tramos cortos de modo que se consign una mayor flexibilidad de funcionamiento. Para proporcionar Ia carga de
0,9-1,2 m necesaria para que Ia distribuci6n sea uniforme, se suclen emplear tuberfas elevadas. Tanto en sistemas de surcos como en sistemas de inundaci6n, suelen ser necesarias varias horns para conseguir aplicar entre 75 y 100 mm de agua. d Las dimensiones varfan en funci6n del cultivo, del suelo y de Ia pendiente. Los suelos relativamente
permeablcs requieren las pendientcs mt\s prommciadas. ' Generalmenle, Ia distribuci6n se realiza por medio de una zanja revestida de hormig6n dotada de compuertas situadas en el extremo de cada franja, con una tuberfa enterrada que incorpora tubos de salida, o con una tuberfa de aluminio perforada. r Las tasas de aplicaci6n a! principia de cada
franja varfan principalmente en funci6n del tipo de suelo. El periodo de aplicaci6n para cada franja varfa con Ia pendiente y longitud de Ia misma. SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1085 Carga hidraulica de proyecto La carga hidniulica, o dotaci6n de riego, es el volumen de agua aplicado por unidad de superficie del terreno en un
determinado perfodo de tiempo -normalmente semanal, mensual o anual-. Las correspondientes unidades de expresi6n son mm/semana, mm/mes y mm/afio. Los intervalos de carga hidniulica empleados se indican en la Tabla 13-3. Para los sistemas Tipo 1, la carga hidniulica de disefio es la resultante de los calculos realizados a partir del factor de
disefio limitante. Los factores que, normalmente, se deben tener en cuenta para el tratamiento de aguas residuales municipales son: (1) la penneabilidad del terreno, y (2) los lfmites relativos a la carga de nitr6geno. Para aguas residuales industriales, puede ser necesario considerar otros factores tales como la carga organica, la carga de sales o la
carga de metales. En los sistemas de Tipo 2, la carga hidraulica de disefio suele ser el menor de los siguientes valores: la demanda total de agua del cultivo, o la carga hidraulica admisible basada en la carga de nitr6geno. Carga hidraulica basada en Ia permeabilidad del suelo - Sistemas Tipo 1. Para detenninar la carga hidraulica basandose en la
permeabilidad del suelo, se utiliza la ecuaci6n general de balance del agua empleando valores mensuales. La ecuaci6n, considerando que se recoge y se vuelve a aplicar la totalidad de la escorrentfa superficial, es: L,v(pl = donde ET - P + W[J (13.1) carga hidraulica de agua residual calculada a partir de la permeabilidad del terreno, mm/mes. ET =
evapotranspiraci6n de proyecto, mm/mes. P = precipitaci6n de proyecto, mm/mes. WP = velocidad de percolaci6n de proyecto, mm/mes. L,.,(Pl = La ET de proyecto suele ser la ET media mensual del cultivo seleccionado. Si se dispone de suficientes datos hist6ricos de evaporaci6n (al menos 15 afios consecutivos), se recomienda determinar el valor
del termino ET-P correspondiente al superior al 90 por 100 utilizando un analisis de distribuci6n de frecuencias [16]. El valor de la precipitaci6n de proyecto se deberfa determinar a partir de un analisis de frecuencias practicado sobre los datos de aii.os mas humedos que la media. En muchos casos, es razonable emplear los datos del afio mas
humedo de los 10 ultimos, pero es procedente comprobar la ecuaci6n de balance empleando los intervalos de precipitaciones de que se disponga. Si se desea realizar balances de agua mensuales, se puede distribuir la precipitaci6n anual de proyecto a lo largo de los doce meses del afio multiplicando el valor de proyecto por la relaci6n entre la
precipitaci6n media mensual y la precipitaci6n media anual correspondiente a cada mes. 1 086 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES La velocidad de percolaci6n de proyecto es la cantidad de agua que percola desde el terreno por encima de la zona de arraigamiento hasta las aguas subternl.neas o sistemas de drenaje subyacentes. El valor de
proyecto de la velocidad de percolaci6n se basa en el valor mfnimo de la permeabilidad en condiciones saturadas de los primeros 2,5 m de la columna estratignlfica y de la capacidad de transmisi6n del exceso de agua de los estratos saturados subyacentes. Para el diseft.o preliminar se puede emplear un valor maximo diario variable entre el 2 y el 6
por 100 de la permeabilidad mfnima de los suelos presentes. El valor mensual de proyecto se determina multiplicando. el valor maximo diario por elm1mero de dfas de funcionamiento durante el mes. Se debe tener en cuenta que en ciertos dfas el sistema no se halla en funcionamiento para permitir las operaciones de siembra y cosecha o por efecto
de las heladas. Este proceso de calculo se ilustra en el Ejemplo 13-1. Carga hidraulica basada en las limitaciones de nitr6geno. Si el agua percolada en un sistema de baja carga tiene la posibilidad de entrar en contacto con un acuffero de agua potable, el sistema se debe diseft.ar de modo que la concentraci6n de nitratos de las aguas receptoras en los
lfmites del emplazamiento no sea superior a los 10 mg/1 expresada como nitr6geno. Para conseguir respetar estas limitaciones, se debe estimar la carga hidraulica admisible basandose en la carga annal de nitr6geno, (~v(ll)), y compararla con el valor anteriormente determinado, (~v(p)). Para estimar el valor de ~v(ll) se puede emplear la siguiente
ecuaci6n: _ (CP mg/l)(P- ET mm/aft.o) + (U kg/ha aft.o){100) ~v(ll)(1 - j)(C 11 mg/1) - (Cp mg/1) donde ~v(ll) = CP = ET = U= C11 = f = (13.2) carga hidraulica admisible basada en la carga annal de nitr6geno, mm/aft.o. concentraci6n de nitr6geno total en el agua percolada, mg/1 evapotranspiraci6n de proyecto, mm/aft.o. asimilaci6n de nitr6geno
del cultivo, kg/ha aft.o. concentraci6n total de nitr6geno en el agua residual aplicada, mg/1. fracci6n del nitr6geno total aplicado eliminado por desnitrificaci6n y volatilizaci6n. La asimilaci6n de nitr6geno de la mayorfa de los cultivos se ha determinado utilizando agua limpia para el riego, y los valores tfpicos de las cantidades asimiladas se indican en
la Tabla 13-8. Estos valores pueden ser superiores cuando se emplea agua residual en Ingar de agua limpia, debido exclusivamente a la mayor disponibilidad de nitr6geno. Los datos existentes acerca de las cantidades de nitr6geno asimiladas en los sistemas de regadfo son limitados. Las asimilaciones de plantas no incluidas en la Tabla 13-8 se pueden
obtener, normalmente, de los expertos agrarios. En los casos en los que se SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1087 cultiva mas de un tipo de cultivo cada afio, es necesario determinar la tasa de asimilaci6n de nitr6geno global de todo el afio. La eliminaci6n de nitr6geno por asimilaci6n de los cultivos es funci6n de la producci6n de los
mismos y, para resultar efectiva, precisa de la retirada de la cosecha. El nivel de desnitrificaci6n y volatilizaci6n depende de la carga y de las caracterfsticas del agua residual aplicada, asi como de las condiciones microbiol6gicas de la zona activa del suelo. La desnitrificaci6n puede representar del 15 al 25 por 100 delnitr6geno total aplicado, incluso
en suelos aerobios. Si la relaci6n carbonojnitr6geno del agua residual aplicada supera el valor 2,0, se pueden esperar valores aun mayores. En efluentes nitrificados o con pHs inferiores a 7, la volatilizaci6n del amonfaco no sera importante. Si el valor de L,v(nl calculado mediante la Ecuaci6n 13.2 es superior al valor de la L,v(p) annal, el factor
limitante, y que se debe emplear en proyecto, sera este ultimo. Si el valor annal de L,v(nJ es inferior al valor anual de L,v(p)' el factor limitante sera el primero y sera necesario realizar una comprobaci6n de los valores mensuales correspondientes adoptando el menor de ellos para el disefio. Los valores mensuales de L,v(nJ se pueden determinar
utilizando la Ecuaci6n 13.2 empleando valores mensuales de los terminos P, ET y U. Los valores mensuales de Use pueden determinar suponiendo que la asimilaci6n anual de los cultivos se distribuye mensualmente en la misma proporci6n que la relaci6n mensualjtotal de la ET de la epoca de crecimiento. Si se dispone de valores mensuales de la
asimilaci6n de nitr6geno por parte de los cultivos, se deben emplear en la Ecuaci6n 13.2. El procedimiento de determinaci6n de los lfmites de carga de nitr6geno se ilustra en el Ejemplo 13-1. Ejemplo 13-1. Determinacion de Ia carga hidraulica basandose en Ia permeabilidad del suelo y en las limitaciones de carga de nitr6geno en un sistema de baja
carga Tipo 1. Determinar Ia carga hidniulica de proyecto para un sistema de baja carga Tipo 1 suponiendo las siguientes condiciones y datos: Mes Enero Febrero Marzo Abril Mayo Junio Julio Agosto Septiembre Octubre Noviembre Diciembre Precipitaciones, mm 58 58 53 41 10 5 2,5 Trazas 5 15 25 56 Evapotranspiraci6n potencial, mm 18 38 79 99
132 165 178 165 112 99 38 20 1088 1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Las precipitaciones de proyecto indicadas en la Tabla adjunta corresponden al afio mas humedo en diez afios. Las velocidades de evapotranspiraci6n medias mensuales indicadas en Ia Tabla son caracterfsticas del emplazamiento. La parcela es
principalmente Ilana y horizontal. El suelo es una arcilla sedimentaria cuya permeabilidad es de 9 mmjh. El cultivo es grama. Tener en cuenta Ia ET potencial. Durante el invierno, parte del caudal se almacenara. La escorrentfa superficial, caso de existir, se recogera y devolvera a cabeza de sistema. El contenido de nitr6geno total en el agua aplicada
es de 20 mg/1 (C 11). La concentraci6n de nitr6geno admisible en el percolado es de 10 mg/1 (Cp). Fracci6n de perdidas por volatilizaci6njdesnitrificaci6n = 0,15 (f). Numero de dfas no operativos = 0. Soluci6n 1. Determinar Ia velocidad de percolaci6n de proyecto (Wp) correspondiente a cada mes. Utilizando un valor de proyecto del 4 por 100 de Ia
permeabilidad mfnima del suelo, Ia velocidad de percoiaci6n mensual es: WI'= (9 mmjh)(24 h/d)(0,04)(30 d operativosjmes) 2. = 257 mmjmes Determinar Ia carga hidrauiica basada en Ia permeabilidad del suelo (L,., (pl). Utilizando Ia Ecuaci6n 13.1, para calcular Ia cantidad de agua residual a aplicar (L,., ro (.) Localjdades 3,0 A= Phoenix, AZ (balsas
piloto) B = Lake George, NY C = Ft. Devens, MA D = Boulder, CO E =Hollister, CA F =Corvallis, MT G = East Glacier, MT H =Jackson, WY I =Eagle, ID 0,30 2,5 12,5 25 125 250 1.250 2.500 Conductividad efectiva del suelo, mm/h FIGURA 13-13 Cargas de disefio recomendadas para sistemas de infiltraci6n rap ida [41]. nitrificaci6n, es necesario que
existan perfodos de secado. La combinaci6n de perfodos de aplicaci6n y de secado se conoce con el nombre de ciclo operativo o ciclo de riego. Los ciclos operativos se establecen para maximizar Ia infiltraci6n, Ia eliminaci6n de nitr6geno, o Ia nitrificaci6n. En Ia Tabla 13-14 se recomiendan ciclos operativos para alcanzar cada uno de estos objetivos.
En Ia Tabla 13-15 se incluyen ciclos operativos tfpicos de sistemas reales. Debido a que Ia aplicaci6n del agua residual no se realiza de forma continua, el caudal de aplicaci6n diario (Ra) es mayor que el equivalente diario SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1101 de la carga media anual, y se calcula, a partir de la carga hidniulica anual (L,v)
y del ciclo operative, mediante la siguiente expresi6n: R = (L," mm/aflo) a 365 d/aflo (Duraci6n del ciclo. op~rativo, d) . Perfodo de aphcac16n, d (13.7) En los sistemas de distribuci6n mediante aspersores, el caudal de aplicaci6n medio deberfa corresponderse con el caudal de aplicaci6n de diseflo de los aspersores. Para evitar la acumulaci6n de agua
y la escorrentfa superficial, este valor deberfa ser inferior a la velocidad de infiltraci6n medida o a la conductividad hidniulica vertical efectiva de la columna de suelo. En los sistemas de balsas de infiltraci6n, el caudal de agua vertido a las balsas puede ser superior al caudal de aplicaci6n que, a su vez, puede ser superior a la velocidad de infiltraci6n
del suelo. Sin embargo, para minimizar la compactaci6n del estrato superficial y evitar posibles efectos secundarios (crecimiento de algas y precipitaci6n qufmica), la altura de agua acumulada en las balsas no debe superar los 0,30 a 0,45 m. TABLA 13-14 Ciclos de carga tfpicos de los sistemas de infiltraci6n rapid a a Objetivo del ciclo de carga Agua
residual aplicada Maximizaci6n de las velocidades de infiltraci6n Primaria Secundaria Maximizaci6n de la eliminaci6n de nitr6geno Prim aria Secundaria Maximizaci6n de la nitrificacion Primaria Secundaria Estacion Periodo de aplicacion b Periodo de secado Verano Invierno Verano Invierno 1-2 1-2 1-3 1-3 5-7 7-12 4-5 5-10 Verano Invierno Verano
Invierno 1-2 1-2 7-9 9-12 10-14 12-16 10-15 12-16 Verano Invierno Verano Invierno 1-2 1-2 1-3 1-3 5-7 7-12 4-5 5-10 " [40]. " Con independencia de Ia estacion o del objetivo del ciclo, los perfectos de aplicaci6n de efiuentes primaries se debcn limitar a 1 6 2 dfas, con el fin de evitar Ia obturaci6n cxcesiva del suelo. Los constituyentes del agua residual
que merecen especial atenci6n son elnitr6geno, en aguas residuales municipales, y la DBO, en algunas aguas residuales de origen industrial. En algunos casos, en los que los efluentes de los sistemas de infiltraci6n nipida se vierten a aguas superficiales sensibles al f6sforo, la presencia de Carga hidraulica basada en Ia carga de constituyentes. ...1.
...1. TABLA 1315 Ciclos de carga hidraulica tfpicos para sistemas de infiltraci6n rapida con diferentes metodos de pretratamiento a 0 1\) z Localidad Pretratamiento Boulder, Colorado Filtros percoladores Objetivo del ciclo Periodo de aplicacion Periodo de descanso Maximizar la nitrificaci6n y la velocidad de nitrificaci6n en :::0 m en a c)> r m en
Hollister, California Primario Verano Maximizar Ia velocidad de inflltraci6n 1d 14-21 d Arena Invierno Maximizar Ia velocidad de inflltraci6n 1d 10-16 d Arena Invierno Maximizar Ia velocidad de inflltraci6n 9h 4-5 d Arena (lavada) b Invierno Maximizar Ia velocidad de inflltraci6n 9h 5-10 d Arena (lavada) b 5-6 d 10-12 d Lake George, New York Tel
Aviv, Israel Vineland, New Jersey Westby, Wisconsin Whittier Narrows, California Filtros percoladores Estanques, precipitaci6n con cal y stripping de amoniaco Maximizar el refino Primario Maximizar Ia velocidad de infiltraci6n Filtros percoladores Fangos activados con filtraci6n Arena d (f) en -l m s:)> (f) CJ m 1-2 d Maximizar Ia velocidad de
infiltraci6n 2 semanas Maximizar Ia velocidad de inflltraci6n 9h 7-10 d 2 semanas 15 h Arena (escarificada), s6lidos devueltos a! suelo Hierba Grava tina -l JJ ~)> ~ m z -l 0 z ~ c JJ)> r a b c d e [40]. El lavado suele incluir Ia eliminaci6n ffsica de los s61idos superficiales. Se produjeron obturaciones del suelo y se redujo Ia capacidad hidniulica a largo
plazo. Se desconocen las labores de conservaci6n de Ia cubierta de arena. Antes de Ia aplicaci6n, se mezcla el agua residual con aguas superficiales. m (f) ....!. ....!. c (.\) 1104 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES este elemento tambien puede ser importante. Cada vez se presta mayor atenci6n al potencial efecto de la presencia de cantidades
residuales de COT en las aguas residuales aplicadas (acidos humicos y fUlvicos y compuestos organicos sinteticos refractarios) en relaci6n con la toxicidad directa de aguas de abastecimiento y el potencial precursor de THM en aguas de abastecimiento cloradas. Varios investigadores han observado que los sistemas de infiltraci6n rapida permiten
conseguir importantes reducciones en las concentraciones de diversos compuestos organicos de traza (vease Tabla 13-5), pero la informaci6n acerca de la eliminaci6n de compuestos organicos de traza es limitada. Comoquiera que no se puede saber por anticipado si las cargas de constituyentes son un factor limitante del proyecto del sistema, se
recomienda estimar el rendimiento de eliminaci6n del constituyente en cuesti6n para la carga hidraulica y ciclo operativo propuesto. A la hora de intentar predecir el rendimiento de un sistema de infiltraci6n rapida, se recomienda consultar la literatura relacionada con el tema para la busqueda de infonnaci6n acerca de sistemas que operen en
condiciones similares (textura del suelo, profundidad del suelo y cargas hidraulicas) [18,40]. Caso de que con las condiciones de disefio propuestas no sea posible reducir las concentraciones de constituyentes por debajo de los niveles prescritos, se deben modificar los valores de los parametros de disefio o incorporar otras formas de tratamiento
previo ala aplicaci6n para alcanzar los objetivos preestablecidos. En la Tabla 13-16 se resumen datos tfpicos de cargas hidn1ulicas de sistemas de infiltraci6n rapida asf como datos tfpicos de los rendimientos de eliminaci6n de DBO, nitr6geno y f6sforo. TABLA 13-16 Datos de rendimiento tfpicos de sistemas de infiltraci6n rapidaa Carga media, kg/had
Eliminaci6n media,% DBO 45-299 86-98 Nitr6geno 3,5-40 10-93 Parametro F6sforo Coliformes fecales " [43]. 1-13,5 29-99 2-6 logs Comentarios Los valores mas elevados estan asociados a sistemas bien disefiados. Dependencia fuerte del nivel de tratamiento previo, de Ia relaci6n DBO/N, del ciclo humedo/seco, y de Ia carga hidraulica. La relaci6n
entre Ia eliminaci6n y la distancia de recorrido en el terreno es bastante clara. La eliminaci6n depende de Ia textura del suelo, Ia distancia de recorrido en el suelo, y el tiempo de descanso. SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1105 Eliminaci6n de nitr6geno. El principal mecanismo de eliminaci6n de nitr6geno en los sistemas de infiltraci6n
nipida es la desnitrificaci6n. La maxima cantidad de nitr6geno que se puede desnitrificar eficazmente durante el proceso de infiltraci6n rapida, bajo condiciones operativas 6ptimas, (l1N), se puede estimar a partir de la concentraci6n de COT del agua residual empleando la siguiente ecuaci6n: L1N =(COT- 5) 2 (13.8) Por lo tanto, para maximizar la
eliminaci6n de nitr6geno, es necesario que la relaci6n carbono/nitr6geno sea, como mfnimo, de 2 a 1. Normalmente, la relaci6n carbono/nitr6geno de los efluentes secunda1ios es inferior a este valor. Esta es la raz6n por la cual, para obtener la maxima eliminaci6n de nitr6geno, se recomienda que el tratamiento previo a la aplicaci6n consista en un
tratamiento primario. En suelos aptos para sistemas de infiltraci6n rapida, la eliminaci6n de nitr6geno es inversamente proporcional a la permeabilidad del suelo. Este hecho hace que sea posible aumentar el potencial de eliminaci6n de nitr6geno reduciendo la velocidad superficial de infiltraci6n compactando el terreno en superficie. En
consecuencia, es necesario reducir la carga hidraulica de diseno. Para detenninar la permeabilidad y la velocidad de infiltraci6n despues de la compactaci6n, se recomienda llevar a cabo estudios en planta piloto. Eliminaci6n de Ia 080. La materia organica se descompone, fundamentalmente, por acci6n de microorganismos aerobios presentes en el
terreno. En los casos en los que la carga de DBO es elevada, las bacterias se reproducen rapidamente dando Iugar a la formaci6n de pelfculas biol6gicas que pueden llegar a obstruir los poros del suelo y reducir, no s6lo la velocidad de infiltraci6n, sino tambien la reaireaci6n del suelo durante la etapa de secado. A largo plazo, el sellado del suelo y el
consumo de oxfgeno durante la degradaci6n por acci6n bacteriana pueden conducir al desarrollo de condiciones anaerobias en el interior del suelo. Los subproductos de la actividad de las bacterias anaerobias tienden a acelerar el proceso de sellado del suelo. El resultado final de la aplicaci6n de cargas excesivas de DBO es el fallo del sistema. Las
cargas de DBO de diseno deben estar dentro del intervalo mostrado en la Tabla 13-16. En la literatura relativa a este tema se indican cmgas mas elevadas, pero los sistemas que las manejan requieren un mantenimiento mas exhaustivo. El disefio de sistemas con cargas de DBO superiores a 150 kg/ha d debe ir precedido de estudios en planta piloto de
larga duraci6n. Eliminaci6n de f6sforo. En los sistemas de infiltraci6n rapida, los principales mecanismos de eliminaci6n de f6sforo son la adsorci6n y la precipitaci6n qufmica. A pesar de que todos los suelos tienen una capacidad limitada de eliminaci6n de f6sforo, la capaCidad de muchos sistemas de infiltraci6n rapida es bastante grande. Se han
desarrollado modelos empfricos para estimar Ia 11 06 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES capacidad de retenci6n de f6sforo de los suelos y el rendimiento de eliminaci6n de f6sforo en funci6n del recorrido del agua en el terreno [40]. Superficie necesaria Si se procede a la regulaci6n de caudales antes del sistema de infiltraci6n nipida, la
superficie necesaria para este proceso (excluyendo la superficie necesaria para accesos y diques) se determina dividiendo el caudal medio anual de agua residual entre la carga hidniulica anual de disefio, tal como se muestra a continuaci6n: A.= (Q m 3 /d)(365 d/afio) ' 10 (liv mmjafio) (13.9) En los casos en los que no se regulan los caudales
estacionales, para el disefio se debe emplear el maximo caudal medio estacional. La superficie necesaria, iniciahnente estimada por medio de la Ecuaci6n 13.9, puede precisar una serie de correcciones debido a condiciones limitantes, al igual que se ha comentado en el apartado referente a la distribuci6n espacial de los elementos en la zona de
infiltraci6n. Puede ser necesario disponer de espacios adicionales para accesos, zonas de amortiguaci6n, almacenamiento o regulaci6n de caudales, y futuras ampliaciones. Las superficies de terreno necesarias para las instalaciones existentes varfan entre 1 y 22 ha por cada 0,05 m 3 js. Ejemplo 13-4. Determinacion de Ia carga hidraulica para un
sistema de infiltraci6n rapida. Determinar la carga hidniulica y la superficie necesaria para un sistema de infiltraci6n rapida en el que se dan las siguientes condiciones: 1. Caudal medio diario (Q) = 8750 m 3 /d. 2. Los ensayos realizados en el emplazamiento del estanque de infiltraci6n indican una velocidad de infiltraci6n mfnima de 0,038 m/h. 3.
Utilizar un factor de aplicaci6n = 0,1. 4.. Utilizar un ciclo operativo de 10 dfas con perfodo de aplicaci6n de 3 d. Suponer que la totalidad del agua aplicada se infiltra en 3 dfas. So/ucion 1. :Determinar la carga hidraulica anual empleando Ia Ecuaci6n 13.6. L ... = (0,038 mm/h) (24 h/d) (365 d/afio) (0,1) = 33,29 m/afio 2. Determinar la tasa de
aplicaci6n media utilizando la Ecuaci6n 13.7. = (33,29 m/aiio) (10 d) R " 365 d/aiio = 0,30 mjd 3d SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 3. 1107 Detenninar la superficie de infiltraci6n necesaria. Ai = 8.750 m 3 /d x 365 d x 1/10.000 ha/m 2 33,29 m/d = 9,6 ha Comentario. De la observaci6n de los calculos que se acaban de realizar resulta
evidente la extrema importancia de estimar la velocidad de infiltraci6n adecuadamente. Distribuci6n espacial de Ia superficie de infiltraci6n La distribuci6n espacial de los sistemas de infiltraci6n dotados de sistemas de distribuci6n por aspersores o por balsas de infiltraci6n depende de la geometria del emplazamiento y del ciclo operativo. La zona de
infiltraci6n se divide en diversas zonas de aplicaci6n, de entre las cuales algunas recibinin agua residual mientras las restantes permanecen en fase de secado. El numero de zonas de aplicaci6n debe ser suficiente para asegurar que, salvo en los casos en los que se dispongan de instalaciones de almacenamiento, siempre exista una zona de infiltraci6n
recibiendo agua. En la Tabla 13-17 se indica el numero mfnimo de zonas de infiltraci6n necesarias para los diferentes ciclos operativos. En los casos en los que se emplean balsas de infiltraci6n, el numero de balsas tambien depende de los criterios de dimensionamiento y de la superficie total de infiltraci6n necesaria. Normalmente, las balsas
individuales suelen tener superficies variables entre 2.000 y 90.000 m 2 Consideremos, por ejemplo, un sistema con una superficie total de aplicaci6n de 250.000 m 2 y un ciclo operativo de 1 dfa de aplicaci6n y 10 dfas de secado. En estas condiciones, un diseflo tfpico contemplarfa 22 dep6sitos con superficies unitarias de 11.500 m 2 Con 22
dep6sitos, durante cada perfodo de aplicaci6n recibirfan agua residual dos de ellos. La geometrfa y dimensiones de las balsas pueden venir dictadas por las condiciones de las aguas subternineas. AI aplicar agua residual a las balsas, se generani una bolsa de agua subteminea inmediatamente debajo de aquellas. Las dimensiones y el nivel de la bolsa
de agua subterninea dependenin de varios factores, entre los que se pueden destacar: 1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. Geometrfa de las balsas. Caudal medio de aplicaci6n. Distancia vertical mfnima hasta el nivel freatico. Distancia vertical hasta alcanzar un estrato impermeable. Pendiente del nivel freatico. Conductividad hidraulica horizontal del acuffero. Espacio
efectivo entre poros en el suelo situado por encima del nivel freatico. 8. Altura y distancia respecto a condiciones de contorno horizontales (arroyos, rfos o superficies de lagos). 9. Determinaci6n de las necesidades de seguimiento. 11 08 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 13-17 Numero mfnimo de balsas de infiltraci6n necesarias para un
sistema de infiltraci6n rapida con aplicaci6n continua de agua residual a Periodo de aplicacion, d 1 2 1 2 1 2 3 1 2 3 1 2 1 2 7 8 9 7 8 9 u Duracion del ciclo de descanso, d N umero minimo de balsas de infiltracion 5-7 5-7 7-12 7-12 4-5 4-5 4-5 5-10 5-10 5-10 10-14 10-14 12-16 12-16 10-15 10-15 10-15 12-16 12-16 12-15 6-8 4-5 8-13 5-7 5-6 3-4 3 6-11
4-6 3-5 11-15 6-8 13-17 7-9 3-4 3 3 3-4 3 3 [40]. Para estimar la maxima altura de la bolsa de agua subterranea, es necesario llevar a cabo un analisis de las acumulaciones de agua subterranea empleando valores de los parametros indicados previamente (los procedimientos de analisis se detallan en la bibliograffa [18, 40, 43]). La altura que alcanza la
bolsa de agua depende eri gran medida de la geometrfa de las balsas, y se puede minimizar empleando balsas estrechas y alargadas en Iugar de formas cuadradas o circulares. Si en el disefio de las balsas no se puede mantener una distancia vertical mfnima hasta el nivel freatico, puede ser necesario instalar sistemas de drenaje, o pozos de
recuperaci6n. En los casos en los que se pretenda que el drenaje de las aguas subterraneas hacia aguas superficiales se lleve a cabo de forma natural, la determinacion de la diferencia de cota necesaria entre el nivel de agua en el rfo o lago y el nivel maximo admisible del nivel freatico bajo la superficie de infiltraci6n se puede llevar a cabo
empleando la siguiente ecuaci6n: KDH WI=-L (13.10) SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1109 donde W = anchura de la zona de infiltraci6n, m. I= carga hidniulica, m 3 /m 2 d. K = conductividad hidniulica del acuffero, m/d. D = espesor medio, perpendicular a la direcci6n de flujo, de la capa freatica, m. H = diferencia de cota entre el nivel
de agua en el rfo o lago y el nivel maximo admisible del nivel freatico debajo de la superficie de infiltraci6n, m. L = distancia de circulaci6n lateral, 111. El producto WI representa la cantidad de agua aplicada por cada metro de balsa de secci6n determinada medido en la direcci6n del flujo y, por lo tanto, controla las dimensiones de la balsa de
infiltraci6n (vease Fig. 13-14). Por lo tanto, si el agua subterranea limita la cantidad de agua aplicada, se podran emplear cargas hidraulicas (I) relativamente elevadas utilizando balsas relativamente estrechas (W). Nivel freatico Estrato impermeable FIGURA 13-14 Drenaje natural de un estanque de infiltraci6n rapida hacia un curso de agua natural.
Sistemas de recuperaci6n de efluentes En los casos en los que se debe controlar la formaci6n de bolsas de agua subterranea, o cuando no se desee que entren en contacto el agua percolada y las aguas subterraneas, se pueden emplear drenes o pozos para recuperar el efluente. Sistemas de drenaje inferior. Para controlar el desarrollo de bolsas de
agua y recuperar el agua percolada sin modificar el tiempo de retenci6n en el suelo y Ia distancia de recorrido subsuperficialnecesaria para conseguir que el agua renovada tenga suficiente calidad, es necesario disponer de un sistema de 1110 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES drenaje. El tiempo de retenci6n y la distancia de recorrido
subsuperficial necesarios estan determinados por la calidad del agua residual aplicada, el caudal de aplicaci6n, el potencial de renovaci6n y la permeabilidad del suelo, las condiciones del acuffe~o, y e1 uso de recubrimientos vegetados. Para la recuperaci6n del agua renovada de sistemas de infiltraci6n rapida, no existe una profundidad y separaci6n
6ptimas unicas entre drenes. El hecho de mantener el nivel freatico mas de 1,5 m por debajo de la superficie del teneno no aumenta, de forma importante, la profundidad de la zona aerobia durante la fase de secado de las balsas de infiltraci6n [11]. La disposici6n adecuada de los drenes para la recuperaci6n de agua regenerada es un factor mas
crftico que en los sistemas de regadfo. Para determinar la distancia respecto de la zona de infiltraci6n, a la cual se deben disponer los drenes, se ha desarrollado una expresi6n matematica (vease Fig. 13-15) [2]. La altura del nivel freatico por debajo del extremo exterior de la zona de infiltraci6n, He, se puede determinar de la siguiente manera: H'f =
HJ + IW(W + 2L)K (13.11) donde Ha =altura de los drenes por encima del estrato impermeable, m. I = velocidad de infiltraci6n, m/d. W = anchura de la balsa de infiltraci6n, m. L = distancia desde el centro de la bolsa de agua hasta los drenes, m. K = conductividad hidraulica del suelo, m/d. ~w L------~ s-~Jm l l l ~Estrato impermeable FIGURA 13-15
Recogida del agua renovada mediante drenes [2]. Una vez seleccionada la ubicaci6n del dren, se determina He mediante la Ecuaci6n 13.11. Ajustando los valores de las variables L, W e I, se puede obtener un valor de He satisfactorio. Para conseguir un sistema funcional puede ser necesario aceptar un valor de L inferior a la mfnima distancia de
recorrido subsuperficial recomendada. Los materiales con que se fabrican los drenes suelen ser hormig6n, plastico y piezas de gres. La elecci6n de un determinado material suele depender del SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1111 precio y disponibilidad de cada uno de ellos. Para evitar la penetraci6n de arenas finas y limos, en funci6n
de las condiciones del terreno, puede ser necesario recubrir con arena gruesa los drenes de hormig6n y de gres. Los drenes de phistico suelen estar revestidos con filtros de fibra de vidrio. La necesidad de disponer filtros no se presenta en terrenos organicos, limos y suelos de limos arcillosos. La utilidad de la instalaci6n de filtros tambien depende de
la relaci6n entre los costes de limpieza de un dren obturado y el del propio filtro. Pozos de recuperaci6n. El uso de pozos como medio para recuperar el agua residual percolada s6lo se puede aplicar en sistemas de infiltraci6n rapida. En los restantes sistemas de tratamiento natural, las velocidades de percolaci6n no son suficientes para que este
metodo de recuperaci6n resulte viable. Las razones que pueden impulsar a recuperar el agua son la posibilidad de reutilizaci6n del agua regenerada, o la necesidad de control del nivel freatico para aumentar la distancia de regeneraci6n y la eficiencia del tratamiento. En un emplazamiento dado, el potencial de recuperaci6n del percolado depende de
diversos factores, entre los que se hallan la profundidad del acuffero y la permeabilidad y continuidad del acuicierre. Los principales factores que limitan la capacidad de recuperaci6n del agua residual percolada son la posibilidad de mantener una distancia adecuada respecto al agua subterranea, y la posibilidad de confinamiento del agua percolada
dentro de una zona determinada. Los aspectos que hay que tener en cuenta en el planteamiento y proyecto de sistemas de recuperaci6n mediante pozos incluyen la configuraci6n de los pozos en relaci6n con las superficies de infiltraci6n, el espaciado entre pozos, la profundidad de los pozos, el tipo de relleno y el caudal. Estas variables dependen de
la geologfa, del suelo, de las condiciones del agua subterranea del emplazamiento, de los caudales de aplicaci6n, y de los porcentajes de recuperaci6n deseados. En la Figura 13-16 se ilustran algunas configuraciones posibles de los sistemas de pozos y zonas de recarga. Para seleccionar la distancia entre pozos adecuada, se debe detenninar la
geometrfa y configuraci6n del cono de depresi6n que se forma al proceder con el bombeo mediante pozos de ensayo y ensayos de bombeo. En la bibliograffa se pueden hallar detalles acerca de estos y otros aspectos relacionados con el disefio de pozos [3]. Necesidades de almacenamiento y consideraciones climaticas Debido a que los sistemas de
infiltraci6n rapida no dependen de la vegetaci6n, constituyen el sistema de tratamiento natural mas adecuado para zonas de clima frfo. Ademas, las tecnicas de aplicaci6n superficial que emplean balsas de inundaci6n son menos susceptibles al efecto de las heladas que las restantes tecnicas de distribuci6n. Por ejemplo, en Lake George, Nueva York,
yen Fort Devens, Massachusetts, los sistemas funcionan durante todo el invierno. Cuando se forma hielo en la superficie de las balsas, la siguiente aplicaci6n de agua 1112 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Zonas / d e aplicaci6n) de agua residual f Pozos de extracci6n (a) 0 0 0 0 /j ~Zooo de aplicaci6n (c) (b) FIGURA 13-16 Configuraciones
posibles de los pozos de extracci6n en sistemas de infiltraci6n rapida: (a) pozos situados a mitad de camino entre dos zonas de aplicaci6n; (b) y (c) pozos (puntas) situados alrededor de las zonas de aplicaci6n [40]. residual no lo elimina, simplemente lo hace ascender por flotaci6n. Esta capa de hielo sirve para evitar que la superficie del terreno sufra
las consecuencias de los posteriores descensos de las temperaturas. Las balsas de infiltraci6n n1pida tambien han producido resultados satisfactorios en las regiones semimontafiosas del noroeste de los Estados Unidos, en las que la temperatura del aire puede alcanzar los -37 oc. Segun ensayos realizados con pozos de seguimiento, en las largas
epocas de frio no se aprecian descensos en la eficiencia de regeneraci6n. A pesar de que los sistemas de infiltraci6n n1pida son capaces de funcionar en condiciones climaticas adversas, puede ser necesario disponer de instalaciones de almacenamiento para regular las cargas aplicadas para con- SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1113
seguir homogeneizar los caudales o para situaciones de emergencia. En zonas afectadas por climas severos, si la permeabilidad del teneno se halla en la parte inferior del intervalo de permeabilidades adecuadas para sistemas de infiltraci6n n'ipida, el hecho de que el agua no se infiltre con la suficiente rapidez como para evitar la formaci6n de hielo
puede hacer necesario almacenar los caudales invernales. 13.5 SISTEMAS DE RIEGO SUPERFICIAL Los puntos clave en el disefio de sistemas de riego superficial se resumen en la Tabla 13-6. En este apartado se analizan los puntos 1 a 8, que conforman las etapas del disefio preliminar de los sistemas. Para ni.ayor infonnaci6n acerca del disefio de
sistemas de riego superfical, consultese Ia bibliograffa [40, 41 y 43]. El punto 9, el proyecto constructivo, se lleva a cabo siguiendo las normas de pn'ictica habitual de Ia ingenierfa civil e ingenierfa agr6noma contenidas en las Referencias [7 y 13]. Evaluaci6n y selecci6n del emplazamiento Las caracterfsticas del emplazamiento que tienen importancia
para Ia instalaci6n de sistemas de riego superficial incluyen las caracteristicas del suelo, Ia topograffa y el clima. A pesar de que, originalmente, los sistemas de riego superficial se desarrollaron, y se suelen seguir aplicando, para suelos de baja permeabilidad (< 15 mm/h) o suelos con subestratos de baja permeabilidad, el proceso se puede aplicar en
suelos con permeabilidades que van desde permeabilidades lentas a moderadamente n'ipidas (15 a 50 mm/h). Los suelos de Ia zona superficial de las pendientes en las que se aplica el riego superficial tienden a quedar sellados, o a obturarse rapidamente, como consecuencia del desarrollo de peliculas biol6gicas y de la deposici6n de s6lidos en los
huecos intersticiales. Este fen6meno conduce a que las perdidas por percolaci6n sean pequefias e independientes de Ia permeabilidad inicial del suelo. La penneabilidad tambien se puede reducir por compactaci6n de Ia superficie del teneno durante la fase constructiva. Esta es la raz6n por la cual la determinaci6n sobre el teneno de la permeabilidad
del suelo no es un aspecto crftico en disefio de sistemas de riego superficial. La distancia basta el nivel freatico debe de ser como mfnimo de 0,3 a 0,6 m, para permitir Ia existencia de distancia suficiente para el tratamiento de todo percolado que pueda entrar en contacto con las aguas subterraneas y para evitar Ia saturaci6n de la zona radicular. La
profundidad basta el estrato rocoso puede ser importante si afecta a los costes de construcci6n del sistema. Caracteristicas del suelo. La topograffa ideal de un sistema de riego superficial es un terreno ligeramente inclinado con pendiente uniforme entre el 1 y el 8 por Topografia. 1114 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES 100. Los terrenos
horizontales se pueden adaptar para la instalaci6n de sistemas de riego superficial introduciendo pendientes superiores al 1 por 100 mediante movimientos de tierras compensados. Se han empleado sistemas de riego superficial con pendientes superiores al 12 por 100, pero el riesgo de erosi6n y canalizaci6n aumenta considerablemente a pendientes
superiores al 8 por 100. En los casos en los que la superficie natural del terreno tiene pendientes superiores al 8 por 100, se pueden emplear sistemas de terrazas. Dado que el tratamiento por riego superficial depende de la actividad microbiol6gica en la superficie del terreno o en sus proximidades, los dimas frfos pueden afectar negativamente el
rendimiento del sistema y, especialmente, el rendimiento de eliminaci6n de nitr6geno. La eliminaci6n de la DBO se puede llevar a cabo, incluso, en presencia de heladas ya que e1 descenso en la actividad metab6lica seve compensado por el aumento de la poblaci6n microbiana [18]. Por lo tanto, en las zonas ca.lidas de Estados Unidos, este tipo de
sistemas puede funcionar durante todo el afio (vease Fig. 13-17). En otras regiones sera necesario almacenar los caudales invernales (vease Necesidades de almacenamiento). Clima. D Explotaci6n en ciclo anual-mfnima capacidad de almacenamiento para asegurar Ia flexibilidad operative {2 a 5 dfas) FIGURA 13-17 Dfas de almacenamiento
recomendados para sistemas de riego [43]. SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1115 Pretratamiento Los sistemas de riego superficial se han empleado para el tratamiento de aguas municipales crudas tamizadas, de efluentes de tratamiento primario, secundario y avanzado, asf como para el tratamiento de aguas residuales muy concentradas
procedentes de industrias agroalimentarias. El nivel mfnimo de tratamiento previo necesario para todos los sistemas es el tamizado fino para la eliminaci6n de los s6lidos que puedan provocar obstrucciones en los sistemas de distribuci6n. En el caso de aguas residuales municipales, se recomienda una abertura mfnima de 1,5 mm. El tamafio de tamiz
6ptimo para el tratamiento de aguas residuales de origen industrial depende de la naturaleza de los s6lidos presentes en aquellas. Es conveniente hacer constar que s61o se han utilizado aguas residuales municipales crudas tamizadas en instalaciones de investigaci6n y de demostraci6n, y que las agendas reguladoras pueden establecer niveles de
tratamiento previo mas elevados. El tratamiento primario proporciona el nivel de tratamiento previo ala aplicaci6n 6ptimo para aguas residuales municipales. Como alternativas al tratamiento primario se pueden emplear Iagunas aireadas con cortos perfodos de detenci6n (1 o 2 dfas) o, en pequefias instalaciones, tanques Imhoff. Se debe evitar el uso
de estanques de estabilizaci6n o de Iagunas de almacenamiento que generen grandes concentraciones de algas como sistema de pretratamiento, ya que los sistemas de riego superficial no permiten reducir Ia presencia de algas a concentraciones inferiores a 30 mg/1 de forma consistente durante todo el afio utilizando cargas de aplicaci6n
convencionales debido a que ciertos tipos de algas flotan o son m6viles y es diffcil su eliminaci6n por sedimentaci6n [44]. Empleando caudales de aplicaci6n muy bajos, se ha conseguido eliminar los s6lidos contenidos en las algas de forma consistente a niveles por debajo de los 30 mg/1, pero la fiabilidad del sistema depende, en gran medida, de la
concentraci6n y tipo de algas presentes. Antes de proceder al disefio de sistemas cuyo objetivo sea la eliminaci6n de algas, se recomienda realizar estudios en planta piloto de, al menos, un afio de duraci6n. Los sistemas de riego superficial tambien se han empleado para el refino de efluentes de sistemas de tratamiento secundario existentes,
eliminando nitr6geno y metales de traza [26], aunque generalmente, en estos casos, los sistemas de riego superficial se suelen utilizar para aumentar el nivel de tratamiento. En general, el tratamiento secundario antes de la aplicaci6n a sistemas de flujo superficial no comporta una mejora sensible en el rendimiento del proceso. De hecho, en relaci6n
con la eliminaci6n de nitr6geno, el tratamiento secundario resulta un factor adverso, ya que se reduce la relaci6n carbonojnitr6geno a valores inferiores a los necesarios para que la nitrificaci6n sea completa. Metodos de distribuci6n Los metodos de distribuci6n empleados en los sistemas de riego superficial incluyen el uso de tuberfas perforadas,
rociadores, y aspersores. En la Tabla 13-18 se resumen las principales ventajas e inconvenientes de cada metodo. 1116 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES TABLA 13-18 Metodos de distribuci6n en los sistemas de riego a Metodo Ventajas Limitaciones Tuberfa con compuertas Bajo consumo energetico Minimizan los aerosoles y el arrastre por el
viento Menor distancia de amortiguaci6n Es el sistema en el que resulta mas sencillo alcanzar el equilibria hidniulico Bajo consumo energetico Minimizan los aerosoles y el arrastre por el viento Menor distancia de amortiguaci6n Menor uniformidad de distribuci6n del agua residual que los restantes sistemas Erosi6n moderada Limpieza facil Riesgo
de heladas y sedimentaci6n Potencial Tuberfa perforada o ranmada Rociadores de baja presi6n Aspersores Mejor distribuci6n que en los sistemas de tuberfas Menos aerosoles que en los sistemas de aspersores Costes energeticos relativamente bajos El sistema que permite Ia distribuci6n mas uniforme Mismas caracterfsticas que las tuberfas con
compuertas Obturaci6n de las aberturas pequefias El sistema mas complicado de equilibrar hidraulicamente Obturaci6n de los emisores Mas aerosoles y mayor arrastre por el viento que los sistemas de distribuci6n mediante tuberfas Elevados costes energeticos Posibilidad de formaci6n de aerosoles y de arrastre por el viento Se necesitan grandes
distancias de amortiguaci6n " Adaptado de Ia bibliograffa [43]. Para la aplicaci6n de aguas residuales municipales, se pueden emplear tuber!as de aluminio del tipo de las utilizadas para el riego mediante surcos (Fig. 13-11). Los orificios (de apertura controlada por cierres de plastico deslizantes) se pueden ubicar en un solo lado de la tuber!a, o en
ambos (compuertas dobles), si se emplean en configuraciones de doble pendiente. Se recomienda una separaci6n minima entre compuertas de 0,5 m. El agua residual se alimenta a la tuberfa a baja presi6n (0,15 a 0,35 kg/cm 2), y las compuertas se regulan manualmente para conseguir una distribuci6n uniforme. En la bibliograf!a, se pueden hallar
recomendaciones especfficas para el disefio de sistemas de tuberfas con orificios de distribuci6n para sistemas de riego superficial. Ya que la apertura de las compuertas es s6lo Tuberfa con orificios de distribuci6n. SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1117 parcial, hay una tendencia a que se produzcan acumulaciones de material fibroso
alrededor de las mismas con independencia del nivel de tratamiento previo a Ia aplicaci6n adoptado. Por lo tanto, es necesario inspeccionar y limpiar las aberturas regularmente. No es recomendable 'emplear tuberias con orificios con aguas residuales de origen industrial con elevadas concentraciones de s6lidos suspendidos, debido al riesgo de
deposici6n de s6lidos en las proximidades de los puntos de descarga. Rociadores. En la aplicaci6n de aguas residuales municipales se han empleado con exito rociadores de baja presi6n (0,35 a 1,05 kg/cm 2) montados sobre soportes verticales. Las aberturas de los rociadores deben ser suficientemente grandes para evitar su obstrucci6n por los
s6lidos contenidos en el agua residual. Los aspersores de alta presi6n (2,45 a 4,2 kg/cm 2) distribuyen el agua residual sobre una superficie mucho mayor que los sistemas de tuberfas con orificios y de rociadores. Normalmente, los aspersores de rociado circular completo se suelen disponer bien a un tercio de la distancia total de la pendiente, o en el
extremo tmis elevado en los sistemas de doble pendiente. En los sistemas de aspersores, debido a que el agua residual se distribuye a una distancia considerable de la parte mas alta de Ia pendiente, para conseguir Ia suficiente distancia de tratamiento es necesario que las pendientes sean de mayor longitud. En Ia Figura 13-18 se muestran
configuraciones tfpicas de sistemas de aspersores. En los sistemas de tratamiento de aguas residuales industriales, s6lo se utiliza la distribuci6n por aspersores, hecho que se debe a que permiten distribuir las cargas de s6lidos y la carga organica unifonnemente sobre la superficie del terreno. La distribuci6n de la demanda de oxfgeno asociada a
aguas residuales de elevada DBO es importante ya que el suministro de oxfgeno se produce uniformemente, en Ia superficie del terreno, por transferencia desde la atm6sfera (vease el apartado Carga de DB0 5 de la secci6n dedi cad a a los Parametros de Disefto). Aspersores. Parametres de disefio Los principales parametros de disefio de los
sistemas de riego superficial incluyen la carga aplicada, la longitud de la zona de aplicaci6n, la pendiente, y el ciclo operativo. En la Tabla 13-19 se recomiendan una sel'ie de valores indicativos de estos parametros para diferentes niveles de tratamiento y diferentes sistemas de distribuci6n. Estos valores se han empleado en sistemas reales para
conseguir los niveles de tratamientos indicados en la Tabla 13-4. En el caso de aguas residuales industriales muy concentradas, tambien es importante la carga de DBO. La carga de aplicaci6n se define como el volumen de agua residual aplicado por unidad de tiempo y por metro lineal de zona de aplicaci6n, expresado en m 3 /h m. En los sistemas de
riego superficial, Ia Carga de aplicaci6n. 1118 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Alcance de los rociadores Alcance de los rociadores (a) Alcance de los rociadores I Alcance de los rociadores I Camino de acceso (d) (c) FIGURA 13-18 Configuraciones tfpicas de los sistemas de aspersion para los sistemas de riego [43]. TABLA 13-19 Valores
indicativos de los parametros del diseiio de sistemas de riego para diferentes niveles de pretratamiento Tipo de tratamiento previo Panimetro Unidades Des baste Primario/ laguna aireada" Carga aplicada Longitud de Ia pendiente Perfodo de aplicaci6n Perfodo de secado ljminn m h h 3,10-7,45 30-45" 8-12 16-12 3,10-7,45 30-45 c 8-12 16-12
Estanques de estabilizacion b Secundario/ avanzado 45" 8-12 16-12 4,1-10,0 30-45" 8-12 16-12 " Tiempo de detenci6n, 1 o 2 dfas. h No recomendado sin estudios piloto previos. ' En sistemas de distribuci6n mediante aspersores, utilizar una longitud de pendiente correspondiente al mayor de 45 m o de 20 m + alcance de los rociadores. eficiencia de
eliminaci6n de la mayorfa de los constituyentes aumenta conforme se reduce el valor de la carga de aplicaci6n hasta alcanzar un valor inferior lfmite [28]. Gran parte de los primeros sistemas de riego superficial fueron disefiados y operados a cargas inferiores a los valores lfmite de las cargas de aplicaci6n. Esta es la raz6n por la cualla mayorfa los

textos que tratan s6lo el SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1119 proyecto de sistemas de riego superficial, recomiendan valores excesivamente conservadores [40, 43]. Las cargas de aplicaci6n de disefio de la Tabla 13-19 reflejan la experiencia mas reciente, que ha permitido constatar que se pueden emplear cmgas de aplicaci6n mucho mas elevadas sin corhpromenter el rendimiento del sistema. En los casos en los que la temperatura del suelo pueda descender por debajo de los 10 oc, para maximizar la eliminaci6n de cualquier constituyente es necesario adoptar cargas cercanas a los lfmites inferiores de los intervalos propuestos. Longitud de Ia superficie de aplicaci6n. En los sistemas que utilizan metodos de distribuci6n de tuberfas de orificios o rociadores, las longitudes tfpicas de las superficies de aplicaci6n varfan entre 30 y 45 m. Como norma general, se ha podido observar que la eficacia del tratamiento de los sistemas de riego superficial es directamente proporcional a la longitud de la superficie de aplicaci6n e inversamente proporcional a la carga aplicada. Por lo tanto, para alcanzar un mismo grado de tratamiento, cuanto mayor sean las cargas, mayor debera ser la longitud de la superficie de aplicaci6n y, recfprocamente, cuanto menor sean las cmgas, menor la longitud de la superficie de aplicaci6n. En la Figura 13-19 se muestran relaciones tfpicas observadas entre la eficiencia de eliminaci6n de la DBO en funci6n de la distancia de la superficie en pendiente y la carga aplicada para el tratamiento de efluentes primaries empleando sistemas de distribuci6n de tuberfas de orificios. Estas relaciones se pueden expresar mediante un modelo de eliminaci6n empfrico de primer orden de la siguiente forma [28]: C - C -kz = =A exp-Co q" (13.12) donde Cz = concentraci6n de DBO del agua superficial a una distancia (z) del punto de aplicaci6n, mg/1. C 0 = concentraci6n de DBO del agua residual aplicada, mg/1. C = concentraci6n de DBO de referenda, mg/1. A = coeficiente empfrico, depende del valor de q. k = constante empfrica de velocidad. z = distancia en el sentido de la pendiente, m q = carga de aplicaci6n, m 3 /h m. n = exponente empfrico, (< 1). Las curvas de regresi6n mostradas en la Figura 13-19 se pueden emplear como ayuda en el proyecto y para comprobar los rendimientos previstos de un determinado disefio. A pesar de que este modelo se ha comprobado con datos de otros sistemas, se recomienda utilizar estas curvas con precauci6n, debido a su origen empfrico. Los valores de proyecto de la carga de aplicaci6n y de la longitud de la superficie de aplicaci6n deben estar conformes con los valores indicatives de la Tabla 13-19. 1120 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES 1,00 0,80 0,60 0,40 0,20 ',~ ' ~ ~" ~ E Ql c ro E !!! 0,10 0 OJ Cl ""~ '~" 1-.. ~..... 0,08 "" ~ 't:l c 0,06 u E u. 9,6 ..... !'-... Ql o c:; ""'.'" !'-.... 0,04 6,33 ~ ~0 2,5 FIGURA 13-19 0,02 Las lfneas indican diferentes cargas hidraulicas, m3 /m 2 d 0,01 0 7,5 15,0 22,5 30,0 37,5 Distancia de recorrido en pendiente, m 45,0 Rendimiento de eliminaci6n tfpica de Ia DBO en sistemas de riego que tratan efluentes primaries: fracci6n de DBO remanente respecto a distancia de recorrido en pendiente [28]. A partir del amllisis de la Ecuaci6n 13.12, se puede concluir que la superficie necesaria para un determinado nivel de tratamiento es menor cuando se emplean cmgas de aplicaci6n elevadas y mayores longitudes de aplicaci6n (siempre dentro de los intervalos de disefio recomendados) que cuando se utilizan menores cmgas y menores longitudes de aplicaci6n. En los sistemas de distribuci6n con aspersores, la longitud de la superficie de aplicaci6n varia, normalmente, entre 45 y 60 m. La longitud de la superficie de aplicaci6n debe ser, como mfnimo, 20 m mayor que el diametro de la zona de acci6n de los aspersores. En algunos casos, Ia geometrfa del emplazamiento puede limitar Ia longitud de Ia superficie de aplicaci6n. Pendiente. Las pendientes de disefio se deben encontrar dentro del intervale comprendido entre el 1 y el 8 por 100. Numerosos estudios han permitido afirmar que las pendientes incluidas en este intervalo no afectan al rendimiento del proceso. Como consecuencia de ello, para minimizar el movimiento de tierras necesario para conformar las superficies de aplicaci6n, se deben adoptar pendientes que se adapten bien a Ia pendiente natural del terreno. En la mayorfa de los casos, para la construcci6n de las pendientes, sera necesario realizar una conformaci6n inicial, y proceder posteriormente a un refinado basta alcanzar la pendiente definitiva. Para conseguir que el flujo del agua residual tenga la configuraci6n de una lamina, las pendientes definitivas se deben conseguir con una tolerancia de 1,5 mm. Las superficies de aplicaci6n de SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1121 un mismo emplazamiento pueden ser de diferentes pendientes, pero todas elias deben estar dentro del intervalo del 1 al 8 por 100. En los casos en los que el terreno presenta un cambio de pendiente brusco, se pueden emplear superficies de aplicaci6n de pendiente variable. Casi todos los sistemas de riego superficial se explotan con un regimen intermitente, constando e1 ciclo operativo de un perfodo de aplicaci6n seguido de una fase de secado. El ciclo operativo suele ser de un dfa, con perfodos de aplicaci6n de 8-12 h y perfodos de secado de 16-12 h. Las posibles variaciones dentro de estos intervalos no afectan a los procesos de eliminaci6n de la mayorfa de los constituyentes, excepto el nitr6geno. Se ha comprobado que la eliminaci6n de amonfaco de efluentes primarios varia inversamente con la relaci6n entre los tiempos de aplicaci6n y de secado. Este hecho queda ilustrado en la Figura 13-20 [9]. Cicio operativo. 0 0 tJ .!!! c: 20 0 E "' Q) '0 . c:; 40 :g"' c: ~ 60 '0 Q) 'ro E Q) l: 80 0 a.. 100~~~~~~~~L---L---L-~L-~L-~L-~ 0 0,5 0,33 0,25 0,20 Relaci6n mojado/seco FIGURA 13-20 Rendimiento tfpico de eliminaci6n de amonfaco en sistemas de riego: efecto de Ia relaci6n mojado/seco sabre el rendimiento en el tratamiento de efluentes primaries [9]. Para mejorar el rendimiento del proceso, en determinados casos se pueden emplear ciclos mas largos o mas cortos. Por ejemplo, un sistema para el tratamiento de aguas residuales de gran concentraci6n (p.e. DBO = 800 a 1.000 mg/1) procedentes de industrias alimentarias situado en Davis, California, funciona con un ciclo operativo de 6 h de duraci6n (3 h de aplicaci6n y 3 h de secado). Este ciclo operativo permite la reaireaci6n natural durante la fase de secado para cubrir la demanda de oxfgeno del agua residual alimentada durante el perfodo de aplicaci6n. El uso de perfodos de aplicaci6n de mayor 1122 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES duraci6n conducfa a menores rendimientos de eliminaci6n de DBO. En los casos en los que se afiade carbono para desnitrificar efluentes secundarios, se han empleado ciclos operativos mas 'largos (4 dfas de aplicaci6n y 2 dfas de secado) [26]. Se ha podido comprobar que limitando Ia duraci6n de los perfodos de aplicaci6n a 4 d se consigue eliminar, de forma casi definitiva, Ia presencia de mosquitos en los emplazamientos. El caso de Melbourne, Australia, es un caso extremo en el que el sistema funciona con un ciclo operativo de 1 afio de duraci6n, con 6 meses de aplicaci6n y 6 meses de secado. Carga de 0805 En el tratamiento con sistemas de riego superficial de aguas residuales industriales muy concentradas es preciso tener en cuenta Ia carga de DB0 5 . Una superficie inclinada de un sistema de tratamiento de riego superficial se puede considerar, a efectos de amllisis de Ia eliminaci6n de DBO, como un reactor de pelfcula fina analogo a un filtro percolador (vease Cap. 8). El oxfgeno necesario para Ia descomposici6n microbiana aerobia de Ia DB0 5 se suministra por reaireaci6n natural desde Ia atm6sfera. Para evitar el desarrollo de condiciones anaerobias, Ia velocidad de suministro o de transferencia debe ser superior a Ia velocidad de asimilaci6n de oxfgeno, Ia cual es funci6n de Ia carga masica de DB0 5 Basandose en el analisis de transferencia de oxfgeno realizado en filtros percoladores [23], se puede estimar que Ia velocidad de transferencia de oxfgeno en los sistemas de riego superficial es de aproximadamente 285 kg/ha d. Las cmgas de DBO ultima no deben ser superiores a Ia mitad de Ia tasa de suministro de oxfgeno, ya que mientras el oxfgeno se distribuye uniformemente sobre Ia superficie de aplicaci6n, Ia carga de DBO s61o se distribuye en la mitad mas elevada de Ia misma (en sistemas de aspersores). Tomando como dato de partida una relaci6n DBOu:DB0 5 de 1,5 en aguas residuales industriales, se recomienda emplear como maximo una carga diaria de DB0 5 de 95 kg/ha d. Este lfmite concuerda bastante bien con los datos de rendimiento obtenidos en instalaciones reales. Se ha comprobado que el tratamiento de aguas residuales procedentes de industrias alimentarias con cmgas de DBO superiores a 100 kh/ha d comporta descensos en los rendimientos de eliminaci6n de DBO [15]. Aparte de Ia carga masica de DB0 5 de las aguas residuales aplicadas, tambien es necesario tener en cuenta la concentraci6n de DB0 5 Basandose en el analisis de transferencia de oxfgeno realizado para los filtros percoladores, se recomienda una concentraci6n maxima de DB0 5 de las aguas residuales aplicadas de entre 400 y 500 mg/1 [23]. Para reducir Ia concentraci6n de las aguas aplicadas, en el caso de que Ia DBO del agua residual sea superior a estos valores, se puede practicar la recirculci6n de los efluentes. Como alternativa se pueden emplear ciclos operativos cortos, que permiten evitar el desarrollo de condiciones anaerobias (vease Cicio operativo). Necesidades de almacenamiento En los casos en los que Ia temperatura media diaria se situe por debajo de los 0 oc, se recomienda el almacenamiento del agua a tratar. El volumen de SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1123 almacenamien to necesario se puede estimar por medio de la Figura 13-17. En las zonas situadas por debajo de la curva de la Figura 13-17 correspondiente a 40 dfas de almacenamiento, el volumen de almacenamiento necesario para la epoca invernal se puede estimar a partir del numero de dfas anuales en los que la temperatura media diaria se situa por debajo de los 0 oc a partir de los datos de los ultimos 20 aflos. En las epocas de lluvia no suele ser necesario ahnacenar agua. En estas epocas desciende ligeramente la calidad del efluente en lo que a DBO y s6lidos suspendidos se refiere [5]. Para dotar el sistema de cierta flexibilidad, se recomienda disponer de una capacidad mfnima de almacenamiento de 2-5 dfas. Los tanques de almacenamiento se deben diseflar de forma que no constituyan parte de la lfnea de tratamiento, de modo que, durante los perfodos en los que no se acumula agua, las aguas residuales que hayan recibido un tratamiento previo no deban pasar por el tanque de almacenamiento antes de su aplicaci6n. Superficie necesaria La superficie de aplicaci6n necesaria en sistemas de riego superficial se calcula a partir de los valores de la carga de aplicaci6n de diseflo, longitud de la superficie de aplicaci6n, ciclo operativo, perfodo de aplicaci6n, y datos de almacenamiento, mediante la siguiente ecuaci6n: A = [Q " + (.il Vs/(365 24)] X [(365 (R 0) X (P 0 /0 1) X + D..)/365] x Z (13.13) donde As= superficie de aplicaci6n necesaria, m 2 Q =caudal medio de agua residual, m 3 jh. L1 Vs = ganancias o perdidas netas de almacenamiento, m 3 jaflo. Ds = dfas de almacenamiento. Ra = carga de aplicaci6n de diseflo, m 3 /m h. p a = perfodo de aplicaci6n, h 0 d. ot = duraci6n del ciclo operativo, h 0 d. Z = longitud de la superficie inclinada de aplicaci6n, m. La superficie determinada mediante esta ecuaci6n se suele incrementar en un 20-25 por 100, de modo que parte de la superficie de aplicaci6n pueda dejarse fuera de servicio durante un perfodo de tiempo cada aflo para su renovaci6n (arado, resiembra y conformaci6n de la pendiente). La superficie necesaria puede variar entre 7 y 50 m 2 jm 3 /d), a la cual se debe afladir el espacio necesalio para la provisi6n de accesos. El espacio necesario para los accesos, en la fase de diseflo previo, se suele estimar en torno al 10 por 100 de la superficie de aplicaci6n necesaria. El proceso de calculo empleado para la determinaci6n de la superficie necesaria se ilustra en el Ejemplo 13-5. 1124 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES Ejemplo 13-5. Determinacion de Ia superficie necesaria para un sistema de riego. Determinar !a superficie de pendiente necesaria para tratar un caudal de 3.800 m 3 /d utilizando una tasa de aplicaci6n de proyecto de 0,26 m 3 jm h, un terreno de 30 m de longitud, perfodo de aplicaci6n de 12 h/d, y duraci6n del ciclo operativo = 24 h. Suponer que el almacenamiento dura 5 dfas, en los que no se producen ni ganancias ni perdidas en el volumen almacenado. Suponer que !a renovaci6n del terreno aumenta la superficie necesaria en un 20 por 100, y que los accesos requieren un 10 por 100 mas de terreno. Soluci6n 1. Calcular Ia superficie del terreno de riego empleando Ia Ecuaci6n 13.13. Calculo de la superficie necesaria. a) + 5)/365] 30/ [(0,26 m 3/mh)[(12 h/d)/(24 h/d)] = 37.038 m 2 = 3,7 ha A, = (3.800 m 3 /d 1/24 d/h) [(365 b) 2. Calculo de Ia superficie total teniendo en cuenta las necesidades de renovaci6n. Superficie total= 3,7 ha 1,2 = 4,44 ha Determinar Ia superficie total necesaria teniendo en cuenta el terreno necesario para los accesos. Superficie total necesaria = 4,44 ha 1,1 = 4,9 ha Distribuci6n espacial de los elementos del_sistema El emplazamiento de un sistema de riego superficial se divide en una serie de superficies de aplicaci6n de Ia longitud establecida. Las condi~iones geomey:L-cas del emplazamiento pueden obligar a introducir pequefias modificacioneS\ ~n las longitudes de las superficies de aplicaci6n. La anchura total del conjunto de superficies de aplicaci6n individuales se obtiene dividiendo Ia superficie de aplicaci6n total por Ia longitud de proyecto. Para dotar al sistema de flexibilidad para las operaciones de explotaci6n y de cosecha o segado, las superficies de aplicaci6n se deben agrupar en un numero mfnimo de cuatro o cinco zonas de aplicacion aproximadamente iguales, hidn'iulicamente independientes. La red de canales de recogida de efluente se debe dimensionar con capacidad para el transporte del caudal efluente y del caudal de escorrentfa de pluviales correspondiente a un perfodo de retorno de 25 afios, sin que se produzcan inundaciones en Ia parte baja de las superficies de aplicaci6n. Por ejemplo, el sistema de riego superficial de Davis, California, tiene una superficie total de aplicaci6n de 69 ha, y esta dividido en 15 zonas, cada una de las cuales cuenta con dos superficies de aplicaci6n de 45 m de longitud y 500 m de anchura. Para conseguir Ia renovaci6n de las superficies, tres de las zonas de aplicaci6n permanecen fuera de servicio cada afio, y las restantes se dejan fuera de servicio en grupos de dos varias veces al afio (4 o 5) para segar Ia vegetaci6n. SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1125 Selecci6n y control de los recubrimientos vegetales Para evitar la erosi6n y facilitar los procesos de eliminaci6n en sistemas de riego superficial, es necesario disponer de un recubrimiento vegetal denso y uniforme. Para ello son necesarias especies vegetales tolerantes al agua. Los tipos mas adecuados incluyen el raygras, la festuca y especies de la familia de los Loliums (Italiano, Bermuda, Dallis y Bahia), y la elecci6n dependera de la adaptabilidad a las condiciones climaticas locales. Debido ala gran intensidad de aplicaci6n de agua, la vegetaci6n empleada en los sistemas de riego superficial apenas tiene valor comercial alguno como alimento. La vegetaci6n se suele segar con segadoras de paja, dejandose los restos sobre la propia superficie del terreno. Tambien se practica la cosecha con la maquinaria adecuada. No se recomienda la posibilidad de segar y formar balas de paja ya que el tiempo de secado previo a la fonnaci6n de balas de paja es demasiado largo. 13.6 TERRENOS PANTANOSOS ARTIFICIALES Los principales puntos que hay que tener en cuenta en el proyecto de sistemas de terrenos pantanosos artificia}es se indican en la Tabla 13-6. En esta secci6n se analizaran los cinco prim_e.ros pasos, que son los que conforman las etapas del proceso de diseiio preliminar. El proyecto constructivo comprende el dimensionamiento, selecci6n y disposici6n espacial de los componentes individuates del sistema tales como las tuberfas de transporte, valvulas y estaciones de bombeo, aspectos que estan cubiertos en el texto de la misma colecci6n que se incluye en la bibliograffa [13], en la que tambien se puede hallar mas informaci6n acerca del diseiio de sistemas de terrenos pantanosos artificiales [19, 42, 43]. Es conveniente hacer constar que, a pesar de que los terrenos pantanosos se han empleado para diversas aplicaciones entre las que se incluyen el tratamiento de lfquidos de fosas septicas, de drenajes acidos de minas, de infiltraci6n de lagunas, de cenizas y efluentes de fabricaci6n de pasta de papel, en esta secci6n s6lo se analiza el uso de estos sistemas en el tratamiento de aguas residuales municipales. En la bibliograffa se puede hallar informaci6n acerca de otras aplicaciones de los sistemas de terrenos pantanosos [10, 22]. Evaluaci6n y selecci6n del emplazamiento Las caracterfsticas del emplazamiento que se deben tener en cuenta en el diseiio de sistemas de terrenos pantanosos incluyen la topograffa, las caracterfsticas del suelo, el uso actual de los terrenos, el riesgo de inundaci6n y el clima. El terreno id6neo para la instalaci6n de pantanosos es uno de topograffa uniforme horizontal Ello se debe a que los sistemas de flujo libre (FWS) dep6sitos o canales horizontales, y a que los sistemas Topografia. un sistema de terrenos o en ligera pendiente. se suelen diseiiar con de flujo subsuperficial 1126 INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES (SFS) se suelen disefiar y construir con pendientes del 1 por 100 o superiores. A pesar de que es posible constl:uir dep6sitos en terrenos de mas pendiente y con topograffa mas irregular, el movimiento de tierras necesario afectara al coste constructivo del sistema. En consecuencia los sistemas de terrenos pantanosos se suelen construir con pendientes inferiores al 5 por 100. Dado que el objetivo de los sistemas de terrenos pantanosos es el tratamiento del agua residual en la lamina de agua situada por encima de la superficie del terreno, los emplazamientos mas apropiados para la instalaci6n de estos sistemas son suelos con niveles superficiales o estratos subsuperficiales de permeabilidad lenta (< 0,5 em/h). Consecuentemente, se de ben minimizar las perdidas por percolaci6n a traves de la superficie del terreno. AI igual que en los sistemas de riego superficial, la deposici6n de s6lidos y el crecimiento de pelfculas biol6gicas tendera a impermeabilizar y sellar la zona superficial del suelo. La penneabilidad del suelo natural se puede reducir artificialmente mediante compactaci6n durante la fase constructiva. Los suelos naturales de permeabilidad rapida pueden ser aptos para la construcci6n de pequefios sistemas construyendo dep6sitos revestidos con arcilla o con laminas impermeabilizantes. Los criterios de selecci6n del emplazamiento relativos a la distancia vertical basta el nivel freatico o basta un estrato de roca son los mismos que los comentados anteriormente en la discusi6n relativa a los sistemas de riego superficial. Suelo. Riesgo de inundaci6n. En general, los sistemas pantanosos se deben ubicar fuera de las llanuras inundables. Caso de no ser asf, se deben tomar medidas de protecci6n contra las inundaciones. En los casos en los que las inundaciones s6lo se produzcan durante el invierno, epoca en la que el sistema no esta en funcionamiento, dependiendo de las normativas reguladoras vigentes puede no ser necesario tomar medidas de protecci6n contra inundaciones poco frecuentes. Uso actual del terreno. El tipo de terreno preferido para la instalaci6n de sistemas pantanosos son espacios abiertos o de uso agrario, especialmente si se hallan en las proximidades de zonas pantanosas naturales. Los terrenos pantanosos artificiales pueden favorecer las condiciones de los sistemas naturales al proporcionar un habitat suplementario para el mundo animal y, en algunos casos, un abastecimiento de agua mas regular. ~ (. Clima. Es posible utilizar sistemas de terrenos pantanosos en zonas de elimas frfos. El sistema de flujo libre (FWS) de Listowel, Ontario, funciona durante todo el afio con temperaturas del agua residual de hasta tan s61o 3 oc [41]. Sin embargo, la viabilidad del funcionamiento de los sistemas durante el invierno depende de la temperatura del agua en el interior del dep6sito y de los objetivos de tratamiento. El rendimiento del proceso de tratamiento es muy sensible a la temperatura, ya que los principales mecanismos de tratamiento son biol6gicos (vease Parametros de Disefio). En los casos en los que las bajas temperaturas no permitan alcanzar los objetivos de tratamiento preestablecidos, sera necesario almacenar el agua. SISTEMAS DE TRATAMIENTO NATURALES 1127IPretratamiento El mfnimo nivel de tratamiento previo a los sistemas de terrenos pantanosos debe ser el tratamiento primario, Iagunas aireadas de corto tiempo de detenci6n, u otra forma de tratamiento equivalente. La adopci6n de un nivel de tratamiento mas elevado depend~ de las restricciones de calidad del efluente y de la capacidad de eliminaci Aguas y Aguadas - Bavera 506 Pages 208,924 Words PDF 31.3 MB Probabilidades I y II 27 Pages 3,155 Words PDF 237.9 KB Hipersensibilidad I y II 9 Pages 2,958 Words PDF 858 KB 100%(11)100% encontr este documento til (11 votos)9K vistasInformacin del documentoGuardarGuardar Ingeniera de Aguas Residuales, Volumen 2, 3ra Edi... para ms tarde100%100% encontr este documento til, undefined

Ingenieria de aguas residuales metcalf & eddy volumen 1 pdf gratis. Metcalf y eddy ingenieria de aguas residuales. Ingenieria de aguas residuales metcalf & eddy pdf gratis. Ingenieria de aguas residuales metcalf. Libro ingenieria de aguas residuales metcalf & eddy pdf. Ingenieria de aguas residuales metcalf & eddy volumen 2 pdf. Ingeniería de aguas residuales metcalf & eddy pdf gratis. Ingenieria de aguas residuales metcalf & eddy volumen 1 pdf. Ingenieria de aguas residuales metcalf & eddy pdf. Ingenieria de aguas residuales metcalf & eddy volumen 3 pdf gratis. Ingenieria de aguas residuales metcalf & eddy.